



Luís Filipe Pestana  
Abreu

**AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE  
ESTRUTURAS DE BETÃO  
ARMADO**

Dissertação apresentada para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Estruturas, realizada sob a orientação científica do Professor Doutor João Vinagre dos Santos.

Dezembro de 2013



Luís Filipe Pestana  
Abreu **AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE  
ESTRUTURAS DE BETÃO  
ARMADO**

Dissertação apresentada para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Estruturas, realizada sob a orientação científica do Professor Doutor João Vinagre dos Santos.

Dezembro 2013



Aos meus pais e irmão



## **AGRADECIMENTOS**

Apesar do presente trabalho se apresentar como uma componente de avaliação individual, esta não poderia ter sido realizada sem o auxílio, quer fosse por meio de conhecimentos ou por incentivo, de algumas pessoas. Neste sentido, passo a citar todos aqueles que de uma forma ou de outra ajudaram.

Em primeiro lugar ao meu orientador, o Prof. Dr. João Vinagre Santos, pela ajuda, pelo incentivo, pela orientação e pela troca de conhecimentos que foi disponibilizando ao longo da presente dissertação.

Ao Prof. Bernardo Lobo pelo auxílio prestado e pelo esclarecimento de dúvidas relacionadas com o programa de cálculo automático SOFISTIK.

À técnica superior Dr.<sup>a</sup> Cristina Manessiez e à técnica profissional Ana Catarino, do centro de documentação da ESTBarreiro/IPS, pela ajuda na recolha de algumas referências bibliográficas que se encontravam em outras instituições.

À empresa SOFISTIK AG por terem fornecido a licença do programa.

Aos docentes da ESTBarreiro/IPS por todo o conhecimento transmitido ao longo do curso, com especial apreço aos docentes do ramo de estruturas.

A todos os meus colegas e amigos (de entre eles Brian Silva, Leandro Almeida, Valter Matias, Márcio Leal, António Guerreiro, David Barbeitos e Décio Jardim) pelo incentivo, confiança que transmitiram ao longo da dissertação e pelas inúmeras experiências partilhadas ao longo destes anos.

Aos meus tios, às minhas avós e aos meus primos e primas, que diretamente ou indiretamente me ajudaram a concluir mais esta etapa.

E por fim, mas não menos importante, aos meus pais, Miguel Abreu e Maria José Abreu, e ao meu irmão, Nuno Abreu, pelo apoio, pelo incentivo, pela confiança, pela amizade e pela compreensão demonstrada ao longo de mais esta etapa.

A todos o meu Muito Obrigado!





## **RESUMO**

### **AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO**

**LUÍS FILIPE PESTANA ABREU**

Desde a última década que o dimensionamento de estruturas de betão armado no território nacional pode ser efetuado por diferentes regulamentos: nacionais (o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes e o Regulamento para Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado) ou pelos regulamentos Europeus, os denominados Eurocódigos.

A implementação definitiva dos Eurocódigos pode vir a revelar-se particularmente difícil porque a maioria dos projetistas a operar no mercado desconhece as novas metodologias de cálculo, preferindo não abandonar os métodos associados à legislação portuguesa. Outro fator importante serão as mudanças que as normas europeias irão introduzir na conceção de estruturas, nomeadamente nas de betão armado, através dos Eurocódigos (EC): EC0, EC1, EC2 e EC8.

As alterações introduzidas pelos EC0, EC1 e EC2, apesar de não serem substanciais, têm repercussões no dimensionamento. Assim, neste trabalho procede-se à sua apresentação e clarificação. Quanto ao EC8, cria um maior impacto pois introduz alterações significativas no modo como se dimensionam as estruturas de betão armado para resistirem aos sismos. Como exemplo disso destaca-se o conceito de “capacity design”.

Explicitadas as diferenças entre a regulamentação nacional e europeia, o trabalho desenvolve-se com o objetivo de comparar os níveis de segurança alcançados, por estruturas dimensionadas respeitando os dois códigos. Para o efeito são apresentados os conceitos associados ao desenvolvimento de análises não lineares (física e geométrica) e explicitadas as principais características associadas à utilização da ferramenta automática utilizada: o programa SOFISTIK.

Posteriormente são apresentados e caracterizados os modelos idealizados para a realização do estudo. Os resultados das análises não lineares elaboradas com as soluções estruturais obtidas são depois apresentados e comentados.

**PALAVRAS-CHAVE:** verificação da segurança, análise não linear, ações regulamentares, regras de dimensionamento.



## **ABSTRACT**

### **SAFETY ASSESSMENT OF CONCRETE STRUCTURES**

**LUÍS FILIPE PESTANA ABREU**

Since last decade the design of reinforced concrete structures in Portuguese territory can be made by different regulations: National (Safety Regulations and Actions for Buildings Structures and Bridges and the Regulation for Reinforced Concrete Structures and Precast) or by European regulations, namely Eurocodes.

The final implementation of Eurocodes may prove to be particularly difficult because most designers operating in the market are unaware of the new calculation methodologies, preferring not to abandon the methods associate to Portuguese legislation. The changes that the European regulations will introduce in the design of structures, namely reinforced concrete structures through Eurocodes (EC): EC0, EC1, EC2 and EC8 cannot also be neglected.

Although not significant, the changes introduced by EC0, EC1 and EC2, have also repercussions on design. Thus, this document intends to explain and clarify the achieved results. EC8 creates a greater impact because it introduces significant changes in earthquakes' design of reinforced concrete structures, due to the "capacity design" concept.

After the presentation of the differences between the European and Portuguese codes, the safety levels achieved by the structures, associated to both regulations, are evaluated by nonlinear analysis. The concepts of physically and geometrically nonlinear analysis are explained the main features associated to the computer tool used on this study: SOFISTIK.

Finally, the idealized models for the study are presented and characterized and the results of the nonlinear analyzes obtained according to the solutions are then presented and discussed.

KEYWORDS: safety assessment, security levels, nonlinear analysis, design rules.

# Índice Geral

---

<b>AGRADECIMENTOS .....</b>	<b>i</b>
<b>RESUMO .....</b>	<b>iii</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>v</b>
<b>ÍNDICE GERAL .....</b>	<b>vii</b>
<b>LISTA DE SIGLAS .....</b>	<b>xi</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS .....</b>	<b>xi</b>
<b>CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 Aspetos gerais .....	1
1.2 Objetivos propostos .....	2
1.3 Organização do trabalho .....	3
<b>CAPÍTULO 2 – REGULAMENTAÇÃO PARA O PROJETO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO .....</b>	<b>5</b>
2.1 Introdução .....	5
2.2 A regulamentação europeia.....	5
2.2.1 Eurocódigo 0 .....	7
2.2.2 Eurocódigo 1 .....	9
2.2.2.1 EC1 parte 1-1 .....	9
2.2.2.2 EC1 parte 1-4 .....	10
2.2.3 Eurocódigo 2 .....	16
2.2.3.1 Materiais estruturais .....	17
2.2.3.2 Estados Limite .....	18
2.2.4 Eurocódigo 8 .....	23
2.2.4.1 Definição da ação sísmica.....	23
2.2.4.2 Características dos edifícios resistentes aos sismos .....	26

2.2.4.3 Coeficiente de comportamento.....	26
2.2.4.4 Análise estrutural .....	28
2.2.4.5 Verificação da segurança .....	30
2.2.4.6 Regras de dimensionamento para DCM .....	33
2.3 A Regulamentação nacional.....	34
2.3.1 Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) .....	34
2.3.1.1 Verificação e combinações de ações.....	35
2.3.1.2 Ação do peso próprio (PP) e restantes cargas permanentes (RCP) .....	35
2.3.1.3 Ação do vento.....	36
2.3.1.4 Ação do sismo .....	37
2.3.2 Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) .....	39
2.3.2.1 Estado Limite Último.....	39
2.3.2.2 Estado Limite de Utilização .....	42
2.4 Resumo.....	43
<b>CAPÍTULO 3 – AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA.....</b>	<b>45</b>
3.1 Introdução .....	45
3.2 Incertezas na fiabilidade estrutural .....	46
3.3 Níveis de verificação estrutural.....	48
3.4 Filosofia de segurança.....	48
3.4.1 Coeficientes parciais de segurança para as ações .....	49
3.4.2 Coeficientes de segurança para os materiais.....	51
3.5 Metodologia de avaliação da segurança .....	52
3.5.1 Análise não linear.....	53

3.5.1.1 Não linearidade física .....	53
3.5.1.2 Não linearidade geométrica.....	55
3.5.2 Especificidades do programa de cálculo .....	56
3.5.2.1 Relações constitutivas dos materiais .....	56
3.5.2.2 Combinações utilizadas.....	58
3.5.2.3 Número de iterações .....	58
3.5.2.4 Tipos de análises .....	60
<b>CAPÍTULO 4 – CASOS DE ESTUDO .....</b>	<b>61</b>
4.1 Introdução .....	61
4.2 Metodologia adotada .....	61
4.3 Descrição dos exemplos.....	63
4.3.1 Materiais .....	66
4.3.2 Ações.....	66
4.3.2.1 Cargas permanentes .....	66
4.3.2.2 Sobrecargas .....	68
4.3.2.3 Vento.....	69
4.3.2.4 Sismo .....	72
4.3.2.5 Comparação entre a ação sísmica e ação do vento.....	73
4.3.2.6 Combinações.....	73
4.3.3 Análise Elástica .....	74
4.4 Dimensionamento estrutural.....	75
4.4.1 Estado Limite Último .....	75
4.4.2 Estado Limite de Utilização .....	81
4.5 Resultados da análise não linear.....	83
4.5 Conclusão .....	90
<b>CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES.....</b>	<b>93</b>

5.1 Resumo do trabalho realizado.....	93
5.2 Desenvolvimentos futuros .....	96
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>99</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>105</b>



## LISTA DE SIGLAS

DCH	<i>Ductility Class High</i> – Classe de ductilidade alta;
DCL	<i>Ductility Class Low</i> – Classe de ductilidade baixa;
DCM	<i>Ductility Class Medium</i> – Classe de ductilidade média;
EC	Eurocódigos;
NA	Anexo Nacional;
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado;
RSA	Regulamento de Segurança e Ações;
SLS	Estados Limite de Utilização;
ULS	Estados Limite Últimos;

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Maiúsculas latinas

$A_d$	Ação de acidente;
$A_{Ed}$	Ação sísmica;
$A_{\text{triângulo}}$	Área de influência da viga;
$A_{sw}$	Área das armaduras de esforço transversal;
$A_{ref}$	Área de referência da fachada;
$C_d$	Valor de cálculo correspondente ao limite do critério de utilização;
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade secante do betão;
$E_{Edx}$	Esforço devido à ação sísmica segundo o eixo horizontal x;
$E_{Edy}$	Esforço devido à ação sísmica segundo o eixo horizontal y;

$E$	Efeito das ações;
$E_d$	Valor de cálculo do efeito das ações;
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço;
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade do betão;
$F_{rep}$	Valor representativo da ação;
$F_{w,e}$	Força exterior exercida pelo vento;
$F_{w,i}$	Força interior exercida pelo vento;
$G$	Ação permanente;
$I_v(z)$	Intensidade de turbulência;
$N_{Ed}$	Esforço normal no estado limite de utilização, na seção considerada (positivo quando esforço de compressão);
$P$	Valor representativo de uma ação de pré-esforço;
$Q$	Ação variável;
$R$	Resistência;
$R_d$	Valor de cálculo da resistência;
$S$	Coeficiente de solo;
$S_d(T)$	Espetro de cálculo;
$S_e(T)$	Espetro de resposta elástica horizontal;
$S_{ve}$	Espetro de resposta elástica vertical;
$SPR$	Secção que se encontram próximas da rotura;
$SR$	Secção na rotura;
$T$	Período de vibração de um sistema linear;
$T_B$	Valor limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
$T_C$	Valor limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
$T_D$	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

$V_{cd}$	Termo referente à resistência do betão segundo a treliça de Mörch;
$V_{Rd}$	Esforço transversal resistente;
$V_{Rd,max}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas;
$V_{Rd,s}$	Valor de cálculo do esforço transversal com armadura específica;
$V_{wd}$	Termo referente à resistência das armaduras de esforço transversal segundo a treliça de Mörch;
$X_k$	Valor característico da propriedade do material;
$X_i$	Carga uniformemente distribuída por metro quadrado;
$X_j$	Carga uniformemente distribuída por metro;

### Minúsculas latinas

$a_d$	Valor de cálculo das grandezas geométricas;
$a_g$	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno tipo A;
$a_{gr}$	Aceleração máxima da rocha;
$a_{vg}$	Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical;
$b$	largura da parede do edifício;
$b_w$	Menor largura da secção transversal na área traccionada;
$c_0(z)$	Coeficiente de orografia;
$c_{dir}$	Coeficiente de direção;
$c_e(z)$	Coeficiente de exposição;
$c_r(z)$	Coeficiente de rugosidade;
$c_{season}$	Coeficiente de sazão;
$d$	Altura útil da secção transversal;
$f$	Frequência própria fundamental;

$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade, para provetes cilíndricos;
$f_{ck,cube}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade, para provetes cúbicos;
$f_{cm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;
$f_{ct,eff}$	Valor médio da resistência do betão à tração à data em que se prevê que possam ocorrer as primeiras fendas;
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;
$f_{syd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço;
$f_{syk}$	Valor característico da tensão de cedência do aço;
$f_{ywd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;
$h$	Altura do edifício;
$h_{tot}$	Altura total da estrutura acima das fundações;
$k$	Coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes autoequilibradas;
$k_w$	Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes;
$k_1$	Coeficiente que considera os efeitos dos esforços normais na distribuição das tensões;
$k_c$	Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na seção;
$l_0$	Comprimento efetivo de encurvadura na direção considerada;
$p$	Coeficiente de pressão;
$q_0$	Valor básico do coeficiente de comportamento;
$q$	Coeficiente de comportamento;
$q_p$	Pressão dinâmica de referência;
$q_p(z)$	Pressão dinâmica de pico;

$s$	Espaçamento dos estribos;
$v_{b,0}$	Valor básico da velocidade de referência do vento;
$v_b$	Valor de referência da velocidade do vento;
$w_e$	Pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores;
$w_i$	Pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores;
$z$	Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante;
$z_0$	Comprimento de rugosidade;

### Letras gregas maiúsculas

$\Sigma$	Significa “o efeito combinado de”.
----------	------------------------------------

### Letras gregas minúsculas

$\alpha_{cw}$	Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;
$\alpha_h$	Coeficientes de redução relativamente ao comprimento/altura;
$\alpha_m$	Coeficientes de redução relativamente ao número de elementos;
$\beta$	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal;
$\epsilon_c$	Extensão do betão à compressão;
$\epsilon_2$	Extensão ao ser atingida a resistência máxima;
$\epsilon_{c1}$	Extensão correspondente à extensão máxima do betão;
$\epsilon_{cu2}$	Extensão última;
$\delta_{max}$	Flecha máxima;
$\theta$	Ângulo formado pela escora comprimida de betão e o eixo da viga;

$\theta_i$	Representa a inclinação das imperfeições geométricas;
$\theta_0$	Valor básico;
$v_1$	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;
$\sigma_c$	Tensão média no betão existente;
$\sigma_s$	Valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente após a formação da fenda;
$\lambda$	Esbelteza;
$\gamma$	Coeficiente parcial (de segurança ou de utilização);
$\gamma_{sd}$	Coeficiente parcial de segurança que tem em conta as incertezas na modelação dos efeitos das ações;
$\gamma_f$	Coeficiente parcial relativo à ação;
$\gamma_m$	Coeficiente parcial relativo à propriedade do material;
$\Psi_0$	Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
$\Psi_1$	Coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável;
$\Psi_2$	Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável.

### Outros símbolos

$P - \delta$	Efeitos locais;
$P - \Delta$	Efeitos globais;
“+”	Significa “a combinar com”;

## Capítulo 1– Introdução

---

### 1.1 Aspetos gerais

Desde a última década que o dimensionamento de estruturas de betão armado no território nacional pode ser efetuado pelos regulamentos: nacionais (o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes e o Regulamento para Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado) ou Europeus, os denominados Eurocódigos (EC).

Os EC surgem com a finalidade de harmonizar a regulamentação ao nível da União Europeia, eliminando barreiras técnicas e administrativas e garantindo a satisfação das exigências essenciais das obras (resistência mecânica e estabilidade; segurança contra incêndio, etc.). Atualmente, alguns países Europeus já adotaram os Eurocódigos para o projeto, encontrando-se Portugal numa fase transitória com vista à sua implementação.

A implementação definitiva destas normas europeias pode vir a revelar-se complexa porque a maioria dos projetistas a operar no mercado desconhece ainda as novas metodologias de cálculo, preferindo não abandonar os métodos associados à legislação portuguesa. Assim sendo, torna-se necessário elaborar e divulgar estudos que possam contribuir para a melhor compreensão dos EC.

É nesta perspetiva que se enquadra o presente trabalho, o qual procura evidenciar as diferenças, no dimensionamento e na pormenorização de

estruturas de betão armado, de acordo com as normas europeias e as nacionais. O estudo recairá, por isso, nos seguintes Eurocódigos: EC0, EC1, EC2 e EC8.

As alterações introduzidas pelos EC0, EC1 e EC2, apesar de não serem substanciais, têm repercussões no dimensionamento. No EC2 destacam-se as alterações aos Estados Limite Últimos de encurvadura e de esforço transversal e alterações nos Estados Limite de Utilização, mais concretamente na fendilhação e na quantificação das armaduras mínimas.

O EC8 é o regulamento com maior impacto pois introduz alterações significativas no modo como se dimensionam as estruturas de betão armado para a resistência aos sismos. Como exemplo, destaca-se o conceito de “capacity design” o qual impõe uma maior preocupação no dimensionamento das zonas dos nós dos pilares-vigas, obrigando a uma pormenorização de armaduras muito mais cuidada e bastante diferente da praticada atualmente.

### **1.2 Objetivos propostos**

Com o presente trabalho pretende-se efetuar uma comparação do nível de segurança associado aos dimensionamentos efetuados com recurso às metodologias preconizadas pelos Eurocódigos com a obtida por aplicação dos regulamentos nacionais (Regulamento de Segurança e Ações e Regulamento Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado).

Para uma melhor compreensão das diferenças regulamentares entre os códigos nacionais e europeus irão dimensionar-se e pormenorizar-se quatro modelos, obedecendo a ambas as normas, evidenciando-se as diferenças entre ambos. Numa segunda fase procede-se a uma análise não linear até à rotura, das soluções obtidas, por forma a avaliar o nível de segurança alcançado.

Espera-se, assim, contribuir para uma melhor informação dos projetistas, na fase de transição para a obrigatoriedade de uso dos Eurocódigos.



### **1.3 Organização do trabalho**

A dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos sendo o Capítulo 1 a presente introdução, os restantes capítulos correspondem ao desenvolvimento dos temas referidos nos Aspetos Gerais e nos Objetivos.

No Capítulo 2 – Regulamentação para o projeto de estruturas de betão armado, será abordada a regulamentação europeia (nomeadamente os Eurocódigos EC0, EC1, EC2 e EC8) e a regulamentação nacional (nomeadamente o Regulamento de Segurança e Ações e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado). Serão abordados, com detalhe, as combinações, as ações, o dimensionamento, a definição da ação sísmica, a análise estrutural, a verificação da segurança (aos Estados Limite Últimos e aos Estados Limite de Utilização), as classes de ductilidade, o coeficiente de comportamento e as regras de dimensionamento para estruturas de betão armado.

No Capítulo 3 – Avaliação da Segurança, será abordada a filosofia de segurança e a metodologia de avaliação da segurança que se pretende adotar nos exemplos a analisar. Apresentam-se os conceitos associados à análise não linear física e geométrica, sendo efetuada uma descrição do que é uma análise não linear física e geométrica, do que dependem e como ter em conta esses efeitos no dimensionamento de estruturas.

No Capítulo 4 – Casos de Estudo, serão apresentados os casos selecionados para a concretização do presente estudo. Apresentam-se os materiais, a respetiva modelação e as dimensões dos elementos estruturais. As estruturas são dimensionadas com recurso a ambas as regulamentações e efetuada a respetiva pormenorização dos elementos. Posteriormente, procede-se à execução de análises não lineares das soluções obtidas, de forma a avaliar o nível de segurança alcançado.

No Capítulo 5 – Conclusão, apresentam-se um resumo do trabalho realizado e as principais conclusões.

## **Capítulo 2 – Regulamentação para o projeto de estruturas de betão armado**

---

### **2.1 Introdução**

Neste capítulo apresentam-se, de forma simplificada, as principais regras impostas pela regulamentação europeia e pela regulamentação nacional para o projeto de estruturas de betão armado. São explicitadas as diferenças entre ambas as regulamentações, com ênfase nas regras de dimensionamento dos principais elementos estruturais.

Desta forma será possível proceder ao dimensionamento de estruturas por ambas as regulamentações e efetuar a comparação da qualidade dos resultados a que conduzem.

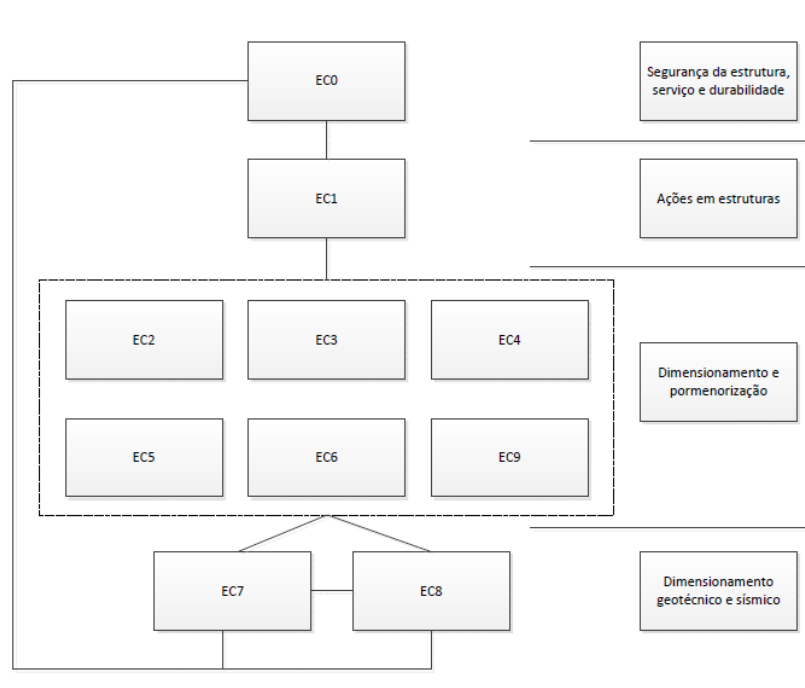
### **2.2 A regulamentação europeia**

Os Eurocódigos surgem com o objetivo de harmonizar a regulamentação ao nível da União Europeia, eliminando barreiras técnicas e administrativas, fornecendo uma ferramenta de entendimento comum, no que se refere ao dimensionamento de estruturas, entre os donos de obra, projetistas, operadores e os construtores. Além disso, espera-se que a sua implementação se traduza no benefício nas atividades dos engenheiros civis europeus, empresas, etc., aumentando assim a sua competitividade.

Os Eurocódigos encontram-se divididos em 10 partes:

- Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas;
- Eurocódigo 1: Ações em estruturas;
- Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão;
- Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço;
- Eurocódigo 4: Projeto de estruturas mistas;
- Eurocódigo 5: Projeto de estruturas de madeira;
- Eurocódigo 6: Projeto de estruturas de alvenaria;
- Eurocódigo 7: Projeto geotécnico;
- Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos;
- Eurocódigo 9: Projeto de estruturas de alumínio.

Alguns destes documentos subdividem-se, ainda, em várias partes. Em cada país é permitida a existência de um Anexo Nacional (NA), onde são especificados os valores adaptados a cada país para as grandezas que as normas consideram poder assumir variações. Na figura 2.1 encontra-se o organograma dos Eurocódigos.



**Figura 2.1 – Organograma dos Eurocódigos [2.1].**

Atendendo que, na presente dissertação, se pretende efetuar o dimensionamento de estruturas simples de betão armado, irá recorrer-se aos EC0, EC1, EC2 e EC8, que são as normas relevantes para um projeto deste tipo de estruturas. É de salientar que num projeto efetuado de acordo com os Eurocódigos, o projetista nunca deverá recorrer a outras normas.

### 2.2.1 Eurocódigo 0

O EC0 (ou NP EN 1990) “é um documento de âmbito geral e estabelece os princípios e os requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade a aplicar num projeto de engenharia civil, independentemente da sua utilização, tipo e dos materiais que o constituem” [2.2].

No Capítulo 6 está definida a verificação, generalista, para os Estados Limite Últimos e Estados Limite de Utilização (a seguir referidos por ULS e SLS<sup>1</sup>, respetivamente) bem como as combinações que os projetistas deverão

<sup>1</sup> Como a sigla, em português, dos Estados Limite Último e de Utilização é a mesma, será utilizada a terminologia inglesa.

utilizar no dimensionamento de qualquer estrutura (independentemente dos materiais que a constituam).

A definição e teoria dos ULS e SLS serão explicadas mais adiante (quando for abordado o Eurocódigo 2). Nesta parte serão apenas mencionadas as equações genéricas de verificação para ambos os Estados Limite.

Para verificar os ULS e os SLS, o projetista deverá satisfazer as equações 2.1 e 2.2, respetivamente:

$$E_d \leq R_d \quad [2.1]$$

$$E_d \leq C_d \quad [2.2]$$

Em que, na verificação aos ULS, a resistência das secções ( $R_d$ ) deve ser igual ou superior aos efeitos das ações ( $E_d$ ) a que a estrutura se encontra sujeita. Na verificação aos SLS é necessário garantir que as ações atuantes ( $E_d$ ) não excedam o valor de cálculo correspondente à ocorrência do limite do critério de utilização (relativo a deformações, vibrações, fendilhação da estrutura).

Antes de se abordar com detalhe as combinações classificam-se as ações. O EC0 classifica-as em três tipos: ações permanentes ( $G$ , ex.: o peso próprio da estrutura, etc.), ações variáveis ( $Q$ , ex.: sobrecargas nos pavimentos, etc.) e ações de acidente ( $A$ , ex.: sismos, explosões, etc.).

Nos ULS existem 3 combinações fundamentais, função do tipo de ação: variável de base (equação 2.3), acidente (equação 2.4) e sismo (equação 2.5).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad [2.3]$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad [2.4]$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad [2.5]$$

Nos SLS, as combinações a ter em conta nas situações de projeto deverão ser adaptadas aos requisitos de utilização e aos critérios de desempenho. Existem 3 tipos de combinações: a característica (equação 2.6), a frequente (equação 2.7) e a quase-permanente (equação 2.8).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad [2.6]$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " \psi_{1,1} Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad [2.7]$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad [2.8]$$

A combinação característica é utilizada para os estados limites irreversíveis<sup>2</sup>, a combinação frequente é utilizada para os estados limites reversíveis<sup>3</sup> e a combinação quase-permanente é utilizada para os efeitos a longo prazo e para o aspeto da estrutura<sup>4</sup>.

O EC0 especifica os valores dos coeficientes  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$ , a utilizar nas devidas combinações.

### 2.2.2 Eurocódigo 1

O EC1 (ou NP EN 1991) apresenta as ações a adotar no projeto de estruturas e encontra-se dividido em 4 partes. No presente trabalho não será possível abordar o documento em detalhe, recorrendo-se apenas à NP EN 1991-1-1 (pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecargas) e a NP EN 1991-1-4 (ação do vento).

#### 2.2.2.1 EC1 parte 1-1

O Eurocódigo 1, parte 1-1 (ou NP EN 1991-1-1) “define ações e apresenta linhas de orientação para o projeto estrutural de edifícios e de outras obras de engenharia civil, incluindo alguns aspetos geotécnicos, sendo abordados os seguintes assuntos: pesos volúmicos dos materiais de construção e dos materiais armazenados; peso próprio das construções e sobrecargas em edifícios” [2.3].

<sup>2</sup> Quando as consequências das ações aplicadas se mantêm após as ações serem retiradas (pequena probabilidade de ocorrência, estado limite de muita curta duração).

<sup>3</sup> Quando as consequências das ações aplicadas não se mantêm após as ações serem retiradas (probabilidade de ocorrência igual ou superior a 5% do tempo de vida útil da estrutura).

<sup>4</sup> Possui uma probabilidade de ocorrência igual ou superior a 50% do tempo de vida útil da estrutura.

A primeira ação a considerar é o peso próprio das estruturas. Este deve ser representado por um único valor característico e deverá ser calculado tendo em conta as dimensões nominais e os correspondentes pesos volúmicos dos materiais. Esta ação contempla os elementos estruturais bem como os não estruturais.

Seguidamente é necessário considerar as sobrecargas associadas a cada estrutura. O EC1, parte 1-1, apresenta dez categorias de utilização dependentes do tipo de uso a que a estrutura será sujeita. Para uma melhor perceção sobre as respetivas categorias consultar o EC1, parte 1-1 capítulo 6.

### **2.2.2.2 EC1 parte 1-4**

O Eurocódigo 1 parte 1-4 (ou NP EN 1991-1-4) “fornece orientações relativamente à determinação das ações do vento natural para o projeto de edifícios e de outras obras de engenharia civil, para cada uma das áreas submetidas àquelas ações” [2.4].

Esta norma aplica-se a edifícios e outras obras de engenharia civil com uma altura até os 200 m, a pontes em que nenhum tramo tenha um vão superior a 200 m e desde que satisfaçam um determinado conjunto de critérios relativos à resposta dinâmica.

#### **Ação do vento**

O efeito que o vento provoca nas estruturas depende da sua dimensão, forma e das propriedades dinâmicas.

A modelação da ação do vento é representada por um conjunto simplificado de pressões (interiores e exteriores) ou de forças cujos efeitos são equivalentes aos efeitos externos do vento, tendo em conta a turbulência atmosférica.

Numa primeira instância, é necessário saber qual a Zona (*A* ou *B*) e a Categoria do Terreno (I a IV) em que se enquadra a construção. No que



respeita à definição da Zona e da Categoria do Terreno há que consultar a NA.2.3b) e NA.2.3g) do EC1-1-4, respetivamente. Ainda dentro da Categoria do Terreno é necessário definir os valores do comprimento de rugosidade ( $z_0$ ) e da altura mínima ( $z_{min}$ ) em função da Categoria do Terreno, conforme expresso no quadro NA-4.1 do EC1-1-4.

### Velocidade do vento

A especificação da ação do vento obriga ao cálculo do valor de referência da velocidade do vento ( $v_b$  – equação 2.9), dado por:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad [2.9]$$

O valor básico da velocidade de referência do vento ( $v_{b,0}$ ) depende da Zona em que a estrutura se insere, como referido em NA.2.3b) do EC1-1-4.

Após a determinação do valor de referência da velocidade do vento ( $v_b$ ) é necessário definir o coeficiente de rugosidade ( $c_r(z)$  – equação 2.10) e o coeficiente de orografia ( $c_0(z)$  – para o qual o regulamento recomenda que se adote o valor unitário) para se poder quantificar a velocidade média do vento a uma altura  $z$  acima do solo ( $v_m(z)$  – equação 2.11).

$$c_r(z) = \begin{cases} k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), & \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ c_r(z_{min}), & \text{para } z < z_{min} \end{cases} \quad [2.10]$$

Em que:

- $z_0$  – comprimento de rugosidade;
- $k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$  – coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade;
- $z_{max}$  – a ser considerado igual a 200 m;
- $z_{0,II}$  – a ser considerado igual a  $z_0$  do terreno tipo II.

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b \quad [2.11]$$

### Intensidade de turbulência

Com a quantificação da velocidade média do vento, a uma altura  $z$  acima do solo, torna-se necessário calcular a intensidade de turbulência a essa altura ( $I_v(z)$  – equação 2.12). Esta é definida como o coeficiente entre o desvio padrão da turbulência ( $\sigma_v$ ) e a velocidade média do vento ( $v_m(z)$ ), dado por:

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_r \times v_b \times k_I}{c_r(z) \times c_0(z) \times v_b} = \frac{k_I}{c_0(z) \times \ln(\frac{z}{z_0})}, & \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ I_v(z_{min}), & \text{para } z < z_{min} \end{cases} \quad [2.12]$$

Em que:

- $k_I$  – coeficiente de turbulência (considera-se igual a 1,0);
- $c_0(z)$  – coeficiente de orografia.

### Pressão dinâmica de pico

Após o cálculo da intensidade de turbulência à altura  $z$ , procede-se ao cálculo da pressão dinâmica de pico à mesma altura,  $q_p(z)$  (equação 2.13) a qual resulta do produto da pressão dinâmica de referência,  $q_p$  (equação 2.14) pelo coeficiente de exposição,  $c_e(z)$  (equação 2.15).

$$q_p(z) = c_e(z) \times q_p \quad [2.13]$$

$$q_p = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad [2.14]$$

$$c_e(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times c_r^2(z) \times c_0^2(z) \quad [2.15]$$

Em que  $\rho$  é a massa volúmica do ar (considerada igual a 1,25 kg/m<sup>3</sup>).

### Forças exercidas pelo vento

Finalizado o cálculo da pressão dinâmica de pico procede-se à quantificação das ações do vento. O EC1-1-4 dá a possibilidade de a quantificação da ação do vento ser efetuada por dois métodos: calculada a partir das pressões nas superfícies (caso geral: soma vetorial das forças

resultantes das pressões exteriores e interiores e da força de atrito – ver equações 2.16 a 2.18) ou a partir de coeficientes de força apropriados, sendo que este último método não será aqui abordado dado não ter sido utilizado no presente trabalho.

$$F_{w,e} = c_s c_d \times \sum_{\text{superfícies}} w_e \times A_{\text{ref}} \quad [2.16]$$

$$F_{w,i} = \sum_{\text{superfícies}} w_i \times A_{\text{ref}} \quad [2.17]$$

$$F_{fr} = c_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr} \quad [2.18]$$

Em que:

- $c_s c_d$  – coeficiente estrutural;
- $w_e$  – pressão exterior na superfície individual à altura  $z_e$ ;
- $w_i$  – pressão interior na superfície individual à altura  $z_i$ ;
- $A_{ref}$  – área de referência da superfície individual;
- $c_{fr}$  – coeficiente de atrito;
- $A_{fr}$  – área de superfície exterior paralela ao vento;

De seguida deve proceder-se ao cálculo da pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores,  $w_e$  (equação 2.19) e nas superfícies interiores,  $w_i$  (equação 2.20):

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad [2.19]$$

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad [2.20]$$

Em que:

- $q_p(z_e), q_p(z_i)$  – pressão dinâmica de pico exterior e interior;
- $z_e$  – altura de referência para a pressão exterior;
- $z_i$  – altura de referência para a pressão interior;
- $c_{pe}$  – coeficiente de pressão para a pressão exterior;
- $c_{pi}$  – coeficiente de pressão para a pressão interior.

Os coeficientes de pressão exterior, que podem ser aplicados a edifícios e a partes de edifícios, dependem das dimensões da superfície carregada,  $A$ ,

que corresponde à área da construção de que resulta a ação do vento na secção a ser calculada. Os coeficientes de pressão exterior são fornecidos para superfícies de áreas carregadas entre  $1,0 \text{ m}^2$  e  $10,0 \text{ m}^2$ .

Existem dois tipos de coeficientes de pressão exterior: o  $c_{pe,1}$  e o  $c_{pe,10}$ , em que o primeiro representa os coeficientes locais, sendo utilizado para o cálculo de elementos de pequena dimensão e de ligações com uma área igual ou inferior a  $1,0 \text{ m}^2$ , e o segundo representa os coeficientes globais, sendo utilizado para o cálculo da estrutura resistente global do edifício.

Para calcular o coeficiente de pressão exterior, o EC1-1-4 indica a seguinte expressão (equação 2.24):

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \times \log_{10} A \quad [2.21]$$

Para as paredes verticais de edifícios de planta retangular define-se a altura de referência,  $z_e$ , para as paredes de barlavento<sup>5</sup> (Zona D da figura 7.5 do EC1-1-4) dependente da relação entre  $h$  e  $b$ , sendo considerados três casos distintos:  $h \leq b$ ,  $b < h \leq 2h$  e  $h > 2b$ , em que  $h$  representa a altura e  $b$  a largura da parede. De seguida apresenta-se o primeiro caso, sendo que os restantes são similares na metodologia.

Para o caso  $h \leq b$  (optou-se por apenas se ilustrar este caso, aplicável aos exemplos em análise neste trabalho, pois os restantes são similares na metodologia, podendo ser consultados em EC1-1-4 7.2.2), a pressão dinâmica de pico é considerada constante ao longo da altura do edifício, como se pode observar na figura 2.2.

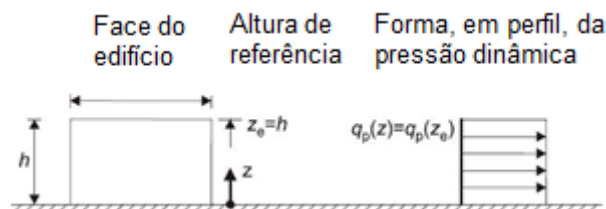


Figura 2.2 – Cálculo da pressão dinâmica de pico com  $h \leq b$  [2.4].

<sup>5</sup> Lado da parede vertical que recebe o vento.

Efetuada a análise em alçado, efetua-se de seguida a análise em planta, recorrendo à figura 7.5 do EC1-1-4, sendo  $d$  e  $b$  as dimensões paralela e perpendicular ao vento, respetivamente.

Os coeficientes de pressão exteriores (globais e locais) dependem da razão  $h/d$ , da relação entre  $e$  e  $d$  e da zona. Relativamente à relação entre  $e$  (sendo  $e = \min \{b; 2h\}$ ) e  $d$ , existem três hipóteses:  $e < d$ ,  $e \geq d$  e  $e \geq 5d$ .

Na figura 2.3 exemplifica-se o alçado para  $e \geq d$ . Para as restantes consultar EC1-1-4 7.2.2.

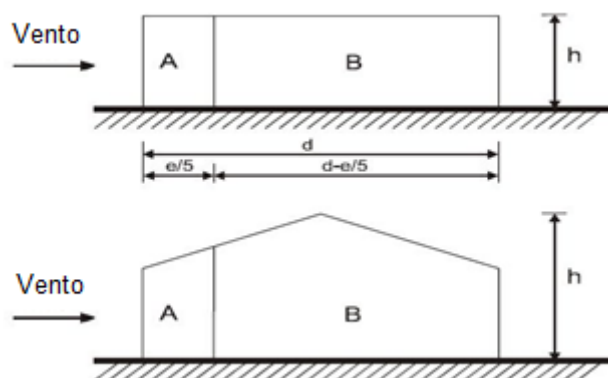


Figura 2.3 – Definição de Zonas para um alçado  $e \geq d$ .

Após a análise destas condições recorre-se ao quadro 7.1 do EC1-1-4 para obter os valores do  $c_{pe}$  para as várias zonas. O EC1-1-4 menciona que para valores intermédios de  $h/d$  poderá ser efetuada uma interpolação linear e para valores de  $h/d$  superiores a 5 será necessário recorrer a outros procedimentos (ver 7.6 a 7.8 e em 7.9.2 do EC1-1-4).

É de referir que os coeficientes de pressão exterior deverão ser utilizados para as direções de  $0^\circ$ ,  $90^\circ$  e  $180^\circ$ .

Uma vez conhecidos os coeficientes de pressão exterior globais e locais recorre-se à equação 2.21 para o cálculo do coeficiente de pressão exterior, mas os valores de  $c_{pe,10}$  poderão ser utilizados para o cálculo da estrutura resistente global de edifícios<sup>6</sup>.

<sup>6</sup>

Ver nota 1 do 7.2.1 da NP EN 1991-1-4.

O procedimento de cálculo do coeficiente de pressão exterior para os restantes elementos é muito semelhante ao demonstrado para as paredes (ver 7.2.3 a 7.2.8 da NP EN 1991-1-4).

Relativamente ao coeficiente de pressão interior,  $c_{pi}$ , este “depende da dimensão e da distribuição das aberturas na envolvente do edifício” [2.4]. A NP EN 1991-1-4 fornece dois métodos de cálculo, em função da existência de uma face predominante<sup>7</sup>: quando o edifício a possui (método 1) ou não possui (método 2).

Para o método 2 o coeficiente de pressão interior,  $c_{pi}$ , pode ser considerado como sendo +0,2 ou -0,3 (considerando o valor mais gravoso de entre os dois)<sup>8</sup>. Para o método 1, o processo de cálculo encontra-se em 7.2.9 do EC1-1-4 de 2010.

O coeficiente estrutural,  $c_s c_d$ , pode ser considerado igual a 1,0, caso se verifique uma das condições enunciadas em 6.2(1) do EC1-1-4. Caso contrário, o procedimento pormenorizado para o cálculo do coeficiente estrutural é apresentado no parágrafo 6.3.1 do mesmo documento.

Segundo o EC1-1-4 os valores do coeficiente de atrito ( $c_{fr}$ ) para paredes e coberturas são os expressos no quadro 7.10 do EC1-1-4.

### 2.2.3 Eurocódigo 2

A NP EN 1992 “aplica-se ao projeto de edifícios e de outras obras de engenharia civil de betão simples, armado ou pré-esforçado. Obedece aos princípios e requisitos de segurança e de utilização das estruturas e às bases para o seu projeto e verificação indicadas na NP EN 1990. Este EC trata apenas dos requisitos de resistência, utilização, durabilidade e resistência ao fogo” [2.5]. No presente trabalho será abordado o Eurocódigo 2 parte 1-1 (ou NP EN 1992-1-1).

---

<sup>7</sup> Ver 7.2.9(4) do EC1-1-4.

<sup>8</sup> Ver nota 2 do 7.2.9(6) do EC1-1-4.

A presente norma não abrange a utilização de armaduras lisas, a resistência ao fogo (abrangida pela EN NP 1992-1-2), aspetos particulares de edifícios (tais como, edifícios de grande altura), elementos de betão sem finos e de betão celular, betões de agregados de massa volúmica elevada ou que incluam perfis de aço [2.5]. Não é aplicável a obras de engenharia civil denominadas obras de arte e especiais<sup>9</sup>.

### 2.2.3.1 Materiais estruturais

De seguida abordam-se os materiais utilizados numa estrutura de betão armado: o betão e o aço. O EC2 parte 1-1 fornece princípios e regras para o betão (normal e de alta resistência) bem como os princípios e regras aplicáveis a armaduras para betão armado (em forma de varões, fios, redes eletrossoldadas e de vigas em treliças pré-fabricadas).

#### Betão

Em relação ao betão, a presente norma especifica os valores para as diferentes grandezas necessárias para o cálculo (tabela 2.1).

Betão	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{ck,cube}$ [MPa]	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$f_{cd}$ [MPa]	$E_{cm}$ [GPa]
C 20/25	20	25	28	2,2	13,3	30

Tabela 2.1 – Características de resistência para um betão C20/25.

$$E_{cm} = 22 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} \quad [2.22]$$

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0,30 \times f_{ck}^{2/3}, & \text{para } \leq C 50/60 \\ 2,12 \times \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right), & \text{para } > C 50/60 \end{cases} \quad [2.23]$$

<sup>9</sup>

Tais como viadutos, pontes, barragens, depósitos sob pressão, plataformas offshore ou reservatórios.

## Aço

Em relação ao aço, o EC2 parte 1-1 enuncia que podem ser utilizados, em geral, dois tipos de aços, conforme indicado na tabela 2.2.

Aço	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{yd}$ [MPa]	$E_s$ [GPa]
A 400	400	348	200
A 500	500	435	200

Tabela 2.2 – Características da resistência do aço para armaduras de betão armado.

### 2.2.3.2 Estados Limite

A figura 2.4 ilustra de forma genérica a relação carga-deformação das estruturas de betão armado ao longo da história de carga, sendo destacadas as principais regiões do comportamento.

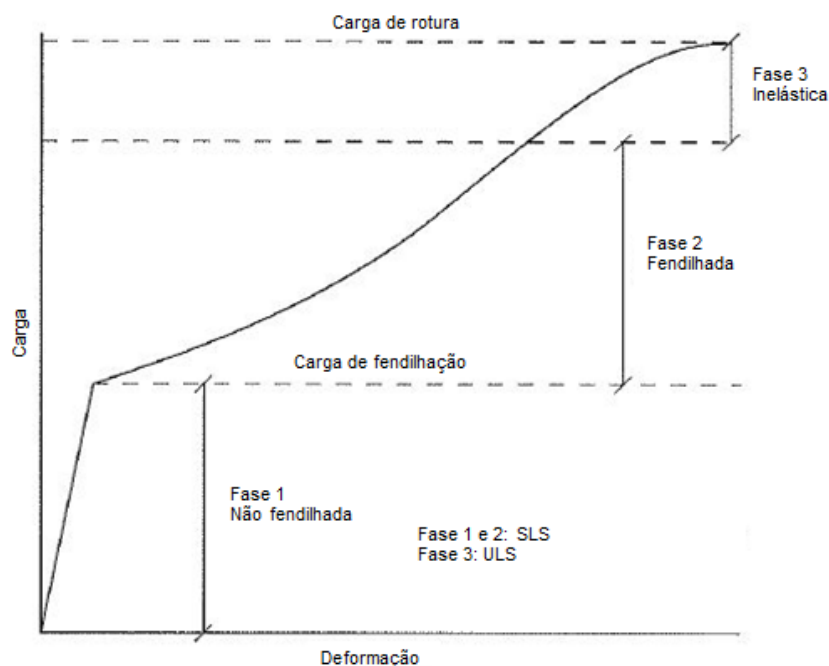


Figura 2.4 – Relação típica entre a carga e a deformação de uma estrutura de betão armado [2.6].



### Estados Limite Últimos

Para o cálculo dos ULS é necessário considerar as hipóteses elencadas no parágrafo 6.1 do EC2-1-1.

Pretendendo-se, no presente trabalho, efetuar o dimensionamento de pilares e vigas de betão armado, apenas serão apresentados os procedimentos de cálculo para estes elementos estruturais.

#### Vigas

Para o dimensionamento das vigas é necessário dimensionar ao momento flector e ao esforço transverso.

No que se refere ao dimensionamento à flexão simples ou composta, o EC2 especifica as mesmas hipóteses de base para o ULS de uma secção, que o REBAP, designadamente:

- As secções mantêm-se planas;
- A extensão nas armaduras aderentes, em tração ou compressão, é a mesma da do betão que as envolve;
- A resistência do betão à tração é desprezável;
- As tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo;
- O domínio admissível de distribuições de tensões é o representado na figura 6.1 do EC2-1-1.

No que respeita ao dimensionamento ao esforço transverso é necessário calcular o esforço transverso resistente ( $V_{Rd}$ ) para os elementos em que é requerida armadura transversal ( $V_{Rd,s}$  – equação 2.24).

$$\begin{aligned}
 V_{Rd} &= \min\{V_{Rd,s}; V_{Rd,max}\} \\
 V_{Rd,s} &= \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta \\
 V_{Rd,max} &= \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times v_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}
 \end{aligned}
 \tag{2.24}$$

Em que:

- $\nu_1$  – igual a  $0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ , com  $f_{ck}$  em MPa;
- $\alpha_{cw}$  – igual a 1 para estruturas não pré-esforçadas;
- $z$  – igual a  $0,9d$ .

### Pilares

Para o dimensionamento dos pilares é necessário dimensioná-los à flexão composta e ao esforço transversal.

O dimensionamento à flexão composta é efetuado com base nas hipóteses de cálculo acima referidas.

No que concerne ao dimensionamento da armadura transversal, o procedimento de cálculo é também idêntico ao descrito para as vigas. O dimensionamento dos elementos estruturais será efetuado pelo programa de cálculo SAP2000, pelo que o valor do ângulo adotado para o método das escoras e tirantes,  $\theta$ , é de  $45^\circ$  para combinações que envolvam a ação sísmica.

Pelo facto de os pilares serem elementos verticais estão sujeitos a imperfeições geométricas. Este efeito pode ser tido em conta através da adoção de uma inclinação,  $\theta_i$ , dada pela equação 2.25.

$$\theta_i = \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \quad [2.25]$$

Em que:

- $\theta_0$  – valor básico (ver 5.5(5) do EC2-1-1);
- $\alpha_h$  e  $\alpha_m$  – coeficientes de redução relativamente ao comprimento/altura e ao número de elementos, respetivamente (ver 5.2(5) do EC2-1-1).

Como consequência desta imperfeição geométrica e pelo facto de os pilares estarem sujeitos a elevados esforços axiais de compressão, irão ocorrer os denominados efeitos de 2ª ordem. Para a sua avaliação existem dois métodos: um método baseado numa rigidez nominal e outro numa curvatura

nominal<sup>10</sup>. O método baseado na rigidez nominal encontra-se descrito em 5.8.7 e o método baseado na curvatura nominal em 5.8.8 do EC2-1-1. No presente trabalho, os efeitos de 2ª ordem foram avaliados pelo método da rigidez nominal.

### **Estados Limites de Utilização**

O objetivo da verificação dos SLS é garantir um bom comportamento das estruturas em situação corrente de serviço (para que o bom funcionamento ou a durabilidade da estrutura não fiquem afetados). Para tal, é necessário controlar o nível de fendilhação, de deformação e, em determinadas situações, de vibração dos elementos estruturais. É de referenciar que o EC2-1-1 aborda unicamente a fendilhação e a deformação.

### **Fendilhação**

A fendilhação em estruturas de betão armado sujeitas à flexão, esforço transversal, torção ou tração resultante de ações diretas (retração, fluência, etc.) é um comportamento inevitável. O nível de fendilhação das estruturas pode, no entanto, ser controlado e limitado de modo a que não prejudique o funcionamento correto ou a durabilidade da estrutura (o nível de controle exigido depende da utilização da estrutura, do ambiente a que esta se encontra exposta, etc.).

O controlo da fendilhação pode ser efetuado de forma direta ou indireta. O primeiro consiste no cálculo da largura de fendas (§ 7.3.4 do EC2-1-1) e o segundo no controlo do diâmetro máximo dos varões ou do espaçamento máximo das armaduras (quadros 7.2N e 7.3N do EC2-1-1). Para assegurar um melhor controlo da fendilhação é necessário garantir uma armadura mínima,  $A_{s,min}$ , (§ 7.3.2 do EC2-1-1) nas zonas em que se prevejam tensões de tração.

Nos modelos adotados nesta dissertação recorreu-se ao controlo indireto da fendilhação.

---

<sup>10</sup> Para escolha do método consultar 5.8.5(2) e (3) do EC2-1-1.

### Deformação

Tal como a fendilhação, a necessidade de limitar a deformação das estruturas é muito importante, quer do ponto de vista da aparência quer da limitação dos danos em elementos não estruturais (tais como paredes de alvenaria, elementos prefabricados, etc.).

A deformação de um elemento de betão armado deve ter em consideração os seguintes aspetos:

- Características de deformabilidade do betão;
- Existência de armaduras longitudinais;
- Fendilhação do betão;
- Comportamento diferido do betão (devido à fluência e retração).

Esta pode ser classificada em dois tipos:

- Deformação instantânea – deformação que ocorre imediatamente após a aplicação do carregamento;
- Deformação a longo prazo – deformação que se desenvolve durante o período de vida útil da estrutura, associada à manutenção das tensões instaladas nos elementos (aumento da flecha sob tensão).

Tal como para a fendilhação, o regulamento permite o controlo da deformação de forma direta (pelo cálculo da flecha associada aos carregamentos (§ 7.4.3 do EC2-1-1) comparando-a com os valores limite admissíveis (§ 7.4.1(4) e (5) do EC2-1-1)) ou indireta, através da limitação da relação entre o vão e a altura útil real do elemento estrutural,  $(l/d)_{real}$ , comparando-o com valores limite especificados,  $(l/d)_{limite}$  (§ 7.4.2 do EC2-1-1).

### 2.2.4 Eurocódigo 8

A NP EN 1998 “aplica-se ao projeto e à construção de edifícios e de outras obras de engenharia civil em regiões sísmicas. Tem por finalidade assegurar, em caso de ocorrência de sismos, que as vidas humanas são protegidas, os danos são limitados e as estruturas importantes para a proteção civil se mantêm operacionais” [2.7].

Para o desenvolvimento do presente trabalho, houve necessidade de obedecer ao especificado na parte 1 do Eurocódigo 8 (ou NP EN 1998-1) em particular ao exposto nos capítulos 3 a 5.

Refira-se que, de acordo com o EC8-1 e de forma a garantir uma boa resposta à ação sísmica, as estruturas devem apresentar um conjunto de características que deverão ser pensadas e abordadas logo na fase inicial da sua conceção, designadamente: simplicidade estrutural; uniformidade, simetria e redundância da estrutura; resistência e rigidez nas duas direções; resistência e rigidez à torção; ação de diafragma ao nível dos pisos e fundação adequada.

#### 2.2.4.1 Definição da ação sísmica

De acordo com o EC8-1, a definição da ação sísmica passa por três etapas: classificação do solo, zonamento do território e representação da ação sísmica.

##### Classificação dos solos

O EC8-1 define cinco tipos de terreno, por ordem decrescente de consistência: A, B, C, D e E, sendo os terrenos tidos em conta na definição da ação sísmica.

Para enquadrar o tipo de terreno sobre o qual a estrutura será construída é necessário quantificar a velocidade média das ondas de corte,  $v_{s,30}$ . Caso contrário, deverá ser utilizado o valor dos ensaios SPT (Standard Penetration Test), conforme referido no § 3.1.2 do EC8-1.

### **Zonamento do território**

O EC8-1 define duas ações sísmicas: Tipo 1 e Tipo 2. A ação sísmica Tipo 1 corresponde a um sismo de magnitude elevada, a uma maior distância focal, enquanto a ação sísmica Tipo 2 corresponde a um sismo de magnitude moderada e a uma pequena distância focal.

O EC8 faz corresponder zonamentos distintos para Portugal Continental e para os Arquipélagos da Madeira e dos Açores. Para o território continental existem dois tipos de zonamentos que correspondem à ação Tipo 1 e 2. Para o Arquipélago da Madeira só é contemplada a ação sísmica Tipo 1 e para o Arquipélago dos Açores a ação sísmica Tipo 2. Como cada um dos arquipélagos contempla diferentes ações sísmicas, possuem diferentes zonamentos (ver anexo nacional do EC8-1)<sup>11</sup>.

### **Representação da ação sísmica**

A componente horizontal do sismo é causada principalmente pelas ondas sísmicas secundárias S, enquanto a componente vertical é causada pelas ondas sísmicas primárias P [2.8].

Pelo facto de às ondas sísmicas estarem associadas diferentes frequências, torna-se necessário separar as duas ações. Desta forma, para ter em conta as componentes horizontal e vertical do sismo utilizam-se o espectro de resposta elástica horizontal,  $S_e(T)$  (§ 3.2.2.2 do EC8-1) e o espectro de resposta elástica vertical,  $S_{ve}(T)$  (§ 3.2.2.3 do EC8-1), respetivamente. Existe ainda um terceiro espectro de cálculo,  $S_d(T)$  (equação 2.26) que tem em conta a capacidade de dissipação da estrutura e é utilizado no dimensionamento das estruturas. Este espectro resulta da divisão do espectro de resposta elástica horizontal pelo coeficiente de comportamento, sendo abordado adiante. O espectro de resposta elástica é utilizado para obter os deslocamentos da

---

<sup>11</sup> No Anexo Nacional do EC8-1 encontram-se detalhadas a que zona pertence as várias cidades.

estrutura e o espectro de resposta de cálculo é utilizado para obter os esforços devidos à ação sísmica.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B: S_d(T) &= a_g \times S \times \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) &= a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) &= \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \\
 T_D \leq T: S_d(T) &= \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \frac{T_C \times T_D}{T^2} \\ \geq \beta \times a_g \end{cases}
 \end{aligned} \tag{2.26}$$

Em que:

- $a_g$  – valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno tipo A;
- $q$  – coeficiente de comportamento;
- $\beta$  – coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal (igual a 0,2);

Os valores de  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  dependem do tipo de terreno e da ação sísmica (ver quadros NA – 3.2 e 3.3 do EC8-1). O valor do coeficiente de solo,  $S$ , depende do valor de  $a_g$  e de  $S_{max}$ , (parâmetro cujo valor é indicado nos quadros NA – 3.2 e 3.3 do EC8-1).

O valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno tipo A,  $a_g$ , depende do coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , atribuído a uma dada estrutura e da aceleração máxima da rocha,  $a_{gr}$  (para 475 anos), equação 2.27.

$$a_g = \gamma_I \times a_{gr} \tag{2.27}$$

O coeficiente de importância está diretamente relacionado com as classes de importância da estrutura, atribuindo-se maior importância às estruturas consideradas vitais para a proteção civil. O EC8-1 refere quatro classes de importância crescente<sup>12</sup>, I a IV (ver quadro NA.II e 4.3 do EC8-1).

A aceleração máxima da rocha depende da ação sísmica bem como da zona sísmica (ver Anexo NA.I do EC8-1).

<sup>12</sup> Para exemplos de edifícios ver NP EN 1998-1 4.5.5(4).

#### **2.2.4.2 Características dos edifícios resistentes aos sismos**

O EC8-1 permite várias simplificações, para a análise estrutural sob o efeito da ação sísmica, ao nível do tipo de modelo estrutural e da respetiva análise elástica linear. A escolha dos vários modelos e análises elásticas lineares está dependente da regularidade em planta e da regularidade em altura (ver quadro 4.1 – § 4.2.3.1(3)P do EC8-1).

#### **2.2.4.3 Coeficiente de comportamento**

Uma estrutura durante o seu período de vida útil poderá estar sujeita a ações sísmicas de elevada intensidade, de tal forma que o dimensionamento em regime linear não é viável devido a questões económicas e práticas. Por isso, e tirando partido do comportamento não linear dos materiais e da sua capacidade de dissipação da energia transmitida à estrutura, estas são dimensionadas para os esforços não lineares, esforços estes substancialmente inferiores aos que se obtêm através da análise linear. Esta metodologia, designada por “capacity design”, é mais económica mas pressupõe que a estrutura sofra alguns danos antes do colapso total, fazendo uso da sua ductilidade, independentemente da intensidade do sismo.

Para ter em conta este efeito, o EC8-1 utiliza o coeficiente de comportamento,  $q^{13}$ , em função da ductilidade e do tipo de sistema estrutural.

#### **Classes de ductilidade**

A ductilidade é definida como a capacidade de uma estrutura para suportar grandes deformações para além do seu limite elástico, muitas vezes através de vários ciclos de carregamento, sem que seja atingida a rotura [2.9].

As diferentes classes de ductilidade estão relacionadas com a capacidade de dissipação de energia e com o comportamento dúctil global e

---

<sup>13</sup> Coeficiente utilizado para efeitos de cálculo, que reduz as forças, resultantes do sismo, obtidas da análise linear de modo a ter em conta a resposta não linear dos materiais e da estrutura.



local, cabendo ao projetista escolher qual o tipo de classe que pretende adotar, existindo para o efeito três tipos de classes de ductilidade:

- DCL (“*Ductility Class Low* – Classe de ductilidade baixa”);
- DCM (“*Ductility Class Medium* – Classe de ductilidade média”);
- DCH (“*Ductility Class High* – Classe de ductilidade alta”).

Em relação à DCL, as estruturas são projetadas com as regras do EC2, admitindo-se que se encontram em regime elástico (normalmente este tipo de ductilidade possui um coeficiente de comportamento inferior a 1,5, sendo recomendada a sua utilização em zonas não sísmicas).

No que concerne à DCM, as estruturas são projetadas segundo o EC2, obedecendo ainda a regras específicas do EC8. A estrutura é projetada e dimensionada de acordo com regras antissísmicas específicas, permitindo a resposta da estrutura em regime não elástico (normalmente este tipo de classe de ductilidade possui um coeficiente de comportamento superior a 1,5).

Por fim, para a DCH as estruturas são projetadas e dimensionadas de acordo com regras antissísmicas mais complexas que a classe anterior (são projetadas ainda de acordo com o EC2, obedecendo a regras específicas do EC8, associadas a um coeficiente de comportamento superior ao da DCM).

No decorrer deste trabalho só serão abordadas as disposições específicas para estruturas que sejam dimensionadas para uma classe DCM.

### **Coeficiente de comportamento**

Após a caracterização do sistema da estrutura (para a classificação ver § 5.1.2 do EC8-1), da escolha da classe de ductilidade e da regularidade em planta e em altura, procede-se à quantificação do coeficiente de comportamento, para estruturas de betão armado, através da equação:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad [2.28]$$

Em que:

- $q_0$  – valor básico do coeficiente de comportamento, em função do tipo de estrutura e da sua regularidade em altura (§ 5.2.2.1(2) e (3) do EC8-1);
- $k_w$  – coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes (§ 5.2.2.1(11)P do EC8-1).

### 2.2.4.4 Análise estrutural

#### Modelação

Para modelar uma estrutura, o EC8-1 indica que o respetivo modelo deve representar adequadamente a distribuição de rigidez e de massa de modo a que todos os modos de deformação significativos e as forças de inércia sejam devidamente representados para a ação sísmica considerada.

Além disso, e para edifícios de betão, a rigidez dos elementos resistentes deverá ser avaliada tendo em conta a fendilhação. Para o efeito, o EC8-1 menciona que o dimensionamento deverá ser efetuado reduzindo para metade a rigidez dos elementos fendilhados.

#### Métodos de análise

O EC8 enuncia que a análise de uma dada estrutura pode ser efetuada por métodos lineares ou não lineares (tabela 2.3).

Métodos Lineares		Métodos não Lineares	
Análise por forças laterais	Análise modal por espectro de resposta	Análise estática não linear	Análise dinâmica temporal

**Tabela 2.3 – Métodos de análise.**

Neste trabalho optou-se por adotar o método linear de análise modal por espectro de resposta, por ser o processo usualmente adotado em projeto, com recurso a ferramentas de cálculo automático do tipo SAP2000 [2.10]. Este método consiste na utilização dos espectros de cálculo enunciados

anteriormente (equação 2.26) para a determinação dos esforços devido às ações sísmicas.

### Análise modal por espectro de resposta

Este método é aplicado, usualmente, aos edifícios que não satisfaçam as condições que possibilitem a adoção de uma análise por forças laterais<sup>14</sup>.

Na análise modal por espectros de resposta devem ser considerados todos os modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta global da estrutura. Para tal:

- A soma das massas modais efetivas para os modos considerados deverá ser, pelo menos, 90% da massa total;
- Deverão ser considerados os modos de vibração com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total.

Estas condições deverão ser verificadas para cada direção considerada (normalmente translações segundo x e y, e a rotação segundo z) e sempre que se utilizar um modelo espacial. Caso não seja possível cumprir com os requisitos enunciados anteriormente, o EC8-1 especifica um número mínimo de modos de vibração a considerar (§ 4.3.3.3.1(5) do EC8-1).

### Combinação dos efeitos da ação sísmica

De uma forma geral deve considerar-se que as componentes horizontais da ação sísmica atuam simultaneamente. Uma das hipóteses que o EC8-1 fornece para a sua combinação é a seguinte:

$$\begin{matrix} E_{Edx} & "+" & "0,3 \times E_{Edy} \\ 0,3 \times E_{Edx} & "+" & E_{Edy} \end{matrix} \quad [2.29]$$

Em que  $E_{Edx}$ ,  $E_{Edy}$  são os esforços devido à ação sísmica segundo o eixo horizontal x e y, respetivamente.

<sup>14</sup>

Para saber as condições consultar a NP EN 1998-1, seção 4.3.3.2.

Nestas combinações deve considerar-se o sinal mais desfavorável de cada componente. De acordo com o Eurocódigo, a ação sísmica não é majorada, por ser encarada como uma ação de acidente.

### **2.2.4.5 Verificação da segurança**

Tal como a NP EN 1992 (ou EC2) na verificação aos sismos torna-se necessário definir dois níveis de verificação sísmica, nomeadamente, a exigência de não colapso e a exigência de limitação de danos. Devido a esta divisão foram definidos dois níveis diferentes de ações sísmicas (ação sísmica de projeto e ação sísmica de serviço), a que correspondem diferentes períodos de retorno.

Sobre o requisito de não colapso (ação sísmica de projeto) a estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir à ação sísmica de cálculo sem que ocorra o colapso local ou global, mantendo assim a sua integridade estrutural às cargas verticais (ULS). Para esta ação sísmica, surge uma probabilidade de 10% em ser excedida, em 50 anos, o que corresponde a um período de retorno de 475 anos, podendo existir outros períodos de retorno dependendo da classe de importância.

Em relação ao requisito de limitação de danos (ação sísmica de serviço) a estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir à respetiva ação sísmica sem a ocorrência de danos e limitações de utilização, cujos custos sejam muito elevados em comparação com o custo global da estrutura (SLS). Esta ação sísmica, surge com uma probabilidade de 10% de ser excedida em 10 anos, o que corresponde a um período de retorno de 95 anos [2.11], possuindo maior probabilidade de ocorrência que a anterior.

### **Estado Limite Último**

Para verificar a resistência dos elementos estruturais é necessário verificar a equação 2.1.

Após a verificação da resistência é necessário avaliar a importância dos efeitos de segunda ordem (efeitos  $P - \Delta$ ), recorrendo-se à seguinte equação:

$$\theta = \frac{P_{tot} \times d_r}{V_{tot} \times h} \quad [2.30]$$

Em que:

- $\theta$  – coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- $P_{tot}$  – carga gravítica total devida do piso em análise e de todos os pisos acima dele, na situação de projeto sísmica;
- $d_r$  – valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos (§ 4.3.4 do EC8-1);
- $V_{tot}$  – força de corte sísmica no piso considerado;
- $h$  – altura entre pisos.

De acordo com o EC8, se o valor de  $\theta$  for inferior a 0,1 os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados. Se estiver entre 0,1 e 0,2 os efeitos de segunda ordem poderão ser avaliados multiplicando os esforços sísmicos por um fator igual a  $\frac{1}{1-\theta}$ . O valor de  $\theta$  não pode ser superior a 0,3, devendo ser efetuado um cálculo expedito entre 0,2 e 0,3.

Além da verificação da resistência e da inclusão dos efeitos de segunda ordem, o conceito do “*capacity design*” impõe que se garanta uma ductilidade global e local.

Como dito anteriormente, o *capacity design* tira partido do comportamento não linear da estrutura, o que implica que a entrada para o regime não linear não ocorra ao mesmo tempo em toda a estrutura, mas sim em determinadas zonas definidas *a priori*. Para que tal aconteça é necessário garantir uma ductilidade global e local nas zonas em regime não linear e um excesso de resistência nas zonas que permaneçam em regime linear. Cumprindo este princípio e após a formação de rótulas plásticas nas zonas não lineares, as zonas lineares conseguirão resistir ao acréscimo de esforços a que estão sujeitas.

Para conferir às zonas lineares um excesso de resistência é necessário saber qual o tipo de esforço que irá dar origem ao comportamento não linear dos elementos de betão armado, ou seja, qual o esforço atuante que primeiro atinge o respetivo esforço resistente, ditando o comportamento não linear da estrutura.

De uma forma geral, os esforços a que as estruturas de betão armado correntes estão sujeitas podem ser de flexão, de compressão e transverso. Dependendo do tipo de esforço ter-se-á, então, uma rotura à qual estão associados diferentes níveis de fragilidade, ductilidade e dissipação de energia.

No caso em que o comportamento não linear da estrutura é ditado pelo esforço de flexão, ele inicia-se quando é atingida a cedência das armaduras. A secção onde tal ocorre não perde a capacidade de carga, pois a entrada das armaduras na cedência não implica perda de resistência mas sim um aumento na deformação das mesmas, mantendo a resistência ao momento fletor desde que o betão não atinja a sua máxima extensão de compressão.

Se o comportamento não linear da estrutura estiver associado ao esforço transversal ou esforço axial, quando se atinge a carga máxima ocorre uma perda quase imediata da capacidade de resistência da estrutura, resultante da reduzida ductilidade do elemento [2.12].

É importante que a formação de rótulas plásticas ocorram nas vigas e não nos pilares, porque se se formarem rótulas plásticas nos pilares, o número de rótulas necessárias para tornar a estrutura num mecanismo é muito inferior ao necessário para a formação de um mecanismo que envolva as vigas.

Por esta razão, o EC8-1 estabelece, para edifícios porticados ou mistos equivalentes a pórtico, com dois ou mais pisos, a obrigatoriedade de verificação da seguinte condição:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad [2.31]$$

Em que:

- $\sum M_{Rc}$  – soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó;

- $\sum M_{Rb}$  – soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

### **Estado Limite Utilização**

Para satisfazer o critério de limitação de danos, o EC8-1 impõe restrições para as deformações laterais da estrutura, de forma a assegurar a integridade dos elementos estruturais e não estruturais (§ 4.3.3 do EC8). Neste trabalho foi garantida a seguinte condição:

$$d_r \times v \leq 0,0075 \times h \quad [2.32]$$

Em que:

- $d_r$  – valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;
- $h$  – altura entre pisos;
- $v$  – coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica.

Os valores de  $v$  variam consoante a classe de importância, tomando o valor de 0,5 para classes I e II e de 0,4 para classes III e IV.

#### **2.2.4.6 Regras de dimensionamento para DCM**

Para garantir a ductilidade da estrutura, e a sua correspondente capacidade de dissipação de energia, o EC8 estipula critérios específicos para a classe DCM, nomeadamente restrições geométricas e materiais, esforços de cálculo e, por fim, verificações em relação aos ULS e respetivas disposições construtivas. As regras que interessam para a temática desta dissertação são as regras correspondentes às vigas e aos pilares (consultar § 5.4.1.2.1, 5.4.2.2 e 5.4.3.1.1, para as vigas, § 5.4.1.2.2, 5.4.2.3 e 5.4.3.2 do EC8-1, para os pilares).

## **2.3 A regulamentação nacional**

Pretendendo-se uma análise comparativa o dimensionamento efetuado com recurso à regulamentação europeia e nacional procede-se agora à apresentação das regras especificadas na regulamentação nacional. No entanto só serão detalhadas as regras que se diferenciam da regulamentação europeia.

Após o terramoto de 1755, as preocupações de projeto de estruturas sísmo-resistentes desenvolveram-se, dando origem ao aparecimento da gaiola pombalina. Com o passar dos anos, e como não ocorreu nenhum sismo de grande magnitude no território nacional, foi-se observando um progressivo abandono do conceito sísmo-resistente e só mais tarde em 1958 é que surge o primeiro regulamento, o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (decreto nº 41658 de 31 de Maio de 1958 [2.13]), tendo este regulamento a preocupação de garantir o projeto de estruturas para resistir a estas ações.

Em 1983, os regulamentos foram atualizados passando a designar-se de Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP). Atualmente esses dois regulamentos ainda se encontram em vigor.

### **2.3.1 Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)**

O regulamento é dividido em duas partes, uma relativa aos critérios gerais de segurança (primeira parte) e a outra relativa à quantificação das ações (segunda parte).

A primeira parte tem como objetivo “o estabelecimento das regras gerais para a verificação da segurança de estruturas de edifícios e pontes” [2.14].

A segunda parte trata da “quantificação das ações indicando os seus valores característicos e os valores dos coeficientes  $\psi$  para obtenção dos correspondentes valores reduzidos” [2.14]. Contempla as seguintes ações:



pesos próprios, temperatura, vento, neve, sismos e ações específicas de edifícios e de pontes ferroviárias.

### 2.3.1.1 Verificação e combinações de ações

A presente norma refere que a verificação da segurança deve ser efetuada em relação aos estados limite últimos e de utilização.

Os princípios dos ULS e dos SLS do RSA são os mesmos que os adotados pelo EC0, pelo que não serão enunciados novamente (ver equações 2.1 e 2.2 do capítulo 2.1.1).

As combinações utilizadas na verificação aos ULS (equações 2.3 a 2.5 do capítulo 2.1.1) são idênticas, excetuando-se a do sismo, em que o RSA impõe a sua majoração (equações 2.33, 2.34 e 2.35 para combinação fundamental ação variável de base sobrecargas, combinação fundamental ação variável de base sísmica e combinações acidentais, respetivamente).

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \times S_{Gik} + \gamma_q [S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \times S_{Qjk}] \quad [2.33]$$

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q \times S_{EK} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \times S_{Qjk} \quad [2.34]$$

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Fa} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \times S_{Qjk} \quad [2.35]$$

De seguida apresentam-se os valores de  $\gamma$  para as ações permanentes e variáveis (tabela 2.4).

	Ações permanentes (g)		Ações variáveis (q)	
	Favorável	Desfavorável	Favorável	Desfavorável
$\gamma$	1,0	1,5	1,0	1,5

Tabela 2.4 – Valores de  $\gamma$  para as ações.

### 2.3.1.2 Ação do peso próprio (PP) e restantes cargas permanentes (RCP)

Os princípios adotados no estabelecimento dos valores dos pesos próprios e das restantes cargas permanentes são idênticos aos dos

preconizados pelo EC1, com exceção: do peso das paredes divisórias, que pode ser considerado como uma carga uniformemente distribuída.

### 2.3.1.3 Ação do vento

Tal como o EC1-1-4, a modelação da ação do vento pode ser representada por um conjunto simplificado de pressões (interiores e exteriores) ou de forças. À semelhança da opção adotada para o EC1, no presente trabalho apenas serão abordados os coeficientes de pressão.

A divisão do Território Nacional efetuada pelo RSA é a mesma que a adotada pelo EC1-1-4 (ver 2.2.2.2).

O RSA considera dois tipos de rugosidade aerodinâmica do solo (tipo I e tipo II, conforme expresso no artigo 21º do RSA) que têm em conta a variação da ação do vento com a altura acima do solo.

Para simular a ação do vento, de forma simplificada, supõe-se que são aplicadas às superfícies da construção pressões estáticas obtidas pela multiplicação da pressão dinâmica do vento pelos coeficientes de forma (ou coeficientes aerodinâmicos).

Em primeiro lugar é necessário quantificar a pressão dinâmica do vento,  $w_k$ , sendo calculada em função da zona e da altura acima do solo e do tipo de rugosidade (artigo 24º do RSA).

#### **Coeficientes de pressão**

O cálculo dos coeficientes de pressão é efetuado com recurso à equação:

$$p = \delta_p \times w \quad [2.36]$$

O RSA divide os coeficientes de pressão em exteriores e interiores e a sua metodologia de cálculo é semelhante à proposta pelo EC1-1-4, pelo que

não será abordada novamente. Para os valores do coeficiente de pressão exterior consultar o anexo I do RSA.

No que concerne aos coeficientes de pressão interior,  $\delta_{pi}$ , o RSA fornece os respetivos valores para dois tipos de edifícios: em que existam aberturas nas fachadas durante a ocorrência de vento intenso ou em que seja pouco provável a sua existência.

Para tal é necessário saber quantas fachadas estão expostas ao vento. Neste caso, o RSA só fornece valores para duas fachadas opostas com permeabilidade e as outras duas fachadas impermeáveis ou as quatro fachadas com permeabilidade (tabela 2.5).

		$\delta_{pi}$
Duas fachadas permeáveis e duas não permeáveis	Vento normal às fachadas permeáveis	0,2
	Vento normal às fachadas impermeáveis	-0,3
Quatro fachadas permeáveis		-0,3

Tabela 2.5 – Valores de  $\delta_{pi}$ .

### 2.3.1.4 Ação do sismo

#### Zonamento do Território

Para proceder à quantificação dos sismos o RSA considera o território nacional dividido em quatro zonas, A a D, de sismicidade decrescente.

As ilhas dos Açores pertencem à zona A, com exceção das ilhas das Flores e do Corvo que pertencem à zona D, assim como o arquipélago da Madeira.

#### Quantificação da ação sísmica

Para ter em conta o zonamento do território nacional, e a intensidade dos sismos, surge o coeficiente de sismicidade  $\alpha$  (quadro I – artigo 29º do RSA).

O RSA enumera três tipos de terrenos: I a III, em função da resistência (consultar artigo 29º do RSA). Estes tipos de terrenos terão influência, tal como no EC8, na aceleração espectral.

O RSA considera dois tipos de ações sísmicas: 1 e 2. A ação tipo 1 corresponde a um sismo próximo e a ação sísmica tipo 2 corresponde a um sismo afastado (lógica distinta da adotada pelo EC8).

### **Análise Estrutural**

O RSA apresenta dois métodos para ter em conta a ação dos sismos, sendo que o método utilizado no presente trabalho será o da análise dinâmica.

De acordo com este método, as massas correspondentes às cargas permanentes e ao valor quase permanente das cargas variáveis devem ser consideradas. Devem considerar-se também as características de rigidez dos elementos e o amortecimento da estrutura.

Para garantir que a contribuição dos modos de vibração superiores ao modo fundamental seja desprezada, o RSA limita a frequência própria fundamental, de forma a assegurar que a estrutura não é demasiado deformável, à seguinte condição:

$$f = \min \left\{ 0,5 \text{ Hz}, \frac{8}{n} \right\} \quad [2.37]$$

Em que  $n$  é o número de pisos.

O quociente  $\delta$  (equação 2.38) não deve ser inferior a  $0,04\alpha$  nem superior a  $0,16\alpha$ . Caso seja inferior a  $0,04\alpha$ , os resultados da análise devem ser multiplicado por a  $0,04\alpha/\delta$ , e se superior a  $0,16\alpha$  devem ser divididos por  $\delta/0,16\alpha$ .

$$\delta = \frac{F_b}{F_v} \quad [2.38]$$

Em que  $F_b$  e  $F_v$  representam a força de corte basal e as forças verticais, respetivamente.

Esta análise pode ser efetuada admitindo que as estruturas possuem um comportamento linear, sendo os resultados divididos pelo coeficiente de comportamento (à semelhança do EC8, ele depende do tipo de estrutura, dos

materiais e do grau admissível de exploração a ductilidade dos respetivos elementos estruturais).

Tal como no EC8, o RSA permite efetuar a análise dinâmica por espectros de resposta. Estes estão representados para os vários tipos de terreno e para as duas ações sísmicas, mas somente para a zona A. Para obter o valor para as restantes zonas (B a D) é necessário multiplicar o valor da aceleração espectral pelo respetivo coeficiente sísmico.

Em geral, só é necessário considerar as direções horizontais x e y para a atuação da ação sísmica. A direção vertical só é tida em conta para estruturas que sejam especialmente sensíveis a vibrações nessa direção, e caso tal se verifique necessário, considera-se como sendo igual a 2/3 da componente horizontal.

É de salientar que no RSA não existe a verificação aos SLS para os sismos, ao contrário do EC8, que impõe a limitação de danos.

### **2.3.2 Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP)**

O REBAP “estabelece as regras a observar no projeto e na execução de estruturas de betão armado e pré-esforçado” [2.15]. Este regulamento não se aplica a estruturas mistas (aço-betão), nem a estruturas cuja utilização implique exposição a temperaturas que não as de natureza climatéricas.

É constituído por quatro partes: disposições gerais, verificação da segurança, disposições de projeto e disposições construtivas e execução dos trabalhos e garantia de qualidade.

#### **2.3.2.1 Estado Limite Último**

Tal como foi abordado no EC2, para o REBAP serão abordados os Estados Limite Últimos e de Utilização. A teoria associada aos estados limite

do REBAP é similar à do EC2, pelo que apenas serão mencionadas as diferenças.

### Vigas

O dimensionamento à flexão é idêntico ao estipulado pelo EC2, pelo que tudo o que foi referido para este código é aplicável para o REBAP.

O cálculo do esforço transversal resistente, para elementos sujeitos a flexão simples ou composta, é efetuado com base nas seguintes equações:

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} \quad [2.39]$$

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d \quad [2.40]$$

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{syd}(1 + \cot \alpha) \times \sin \alpha \quad [2.41]$$

Em que:

- $\tau_1$  – ver quadro VI (artigo 53.2º do REBAP);
- $\alpha$  – ângulo formado pelos estribos com o eixo da viga ( $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ).

O esforço transversal resistente,  $V_{Rd}$ , não pode ser superior a:

$$V_{Rd} \leq \tau_2 \times b_w \times d \quad [2.42]$$

Em que  $\tau_2$  pode ser consultado no quadro VII (artigo 53.4º do REBAP).

### Pilares

Em relação aos pilares é necessário efetuar a verificação em relação ao estado limite último de encurvadura.

Em primeiro lugar é necessário caracterizar o tipo de nós: fixos ou móveis. Para considerar que as estruturas são de nós fixos a seguinte condição deve ser verificada:

$$h_{tot} \sqrt{\frac{\sum N}{\sum EI}} \leq \eta \quad [2.43]$$

Em que:

- $h_{tot}$  – altura total da estrutura acima das fundações;
- $\sum EI$  – soma dos fatores de rigidez de flexão, em fase não fendilhada, de todos os elementos verticais de contraventamento na direção considerada;
- $\sum N$  – soma dos esforços normais ao nível da fundação, não multiplicados pelos coeficientes  $Y_{fi}$ ;
- $\eta$  – ver artigo 58º do REBAP.

De seguida avalia-se a esbelteza dos pilares,  $\lambda$ , para uma dada direção, equação 2.44.

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad [2.44]$$

Em que:

- $l_0$  – ver artigo 59.2º do REBAP;
- $i$  – raio de giração da seção transversal do pilar.

A verificação da segurança dos pilares deve ser efetuada para cada direção principal de inércia da seção do pilar, tendo em conta o momento de cálculo,  $M_{Sd}$ , acrescido ao momento que possui tendo em conta as imperfeições geométricas, os efeitos de 2ª ordem e o efeito da fluência, equação 2.45.

$$M'_{Sd} = M_{Sd} + N_{Sd} \times (e_a + e_2 + e_c) \quad [2.45]$$

Em que:

- $M_{Sd}$  – momento fletor de cálculo;
- $N_{Sd}$  – esforço normal de cálculo;
- $e_a$ ,  $e_2$  e  $e_c$  – excentricidade accidental, de 2ª ordem e de fluência (ver artigo 63.2º, 63.3º e 63.4º do REBAP, respetivamente).

A verificação da segurança em relação à encurvadura pode ser dispensada se for verificada uma das seguintes condições:

- As relações entre os valores dos momentos fletores e esforços normais atuantes sejam:

$$\begin{aligned} \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} &\geq 3,5h \quad \text{para } \lambda \leq 70 \\ \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} &\geq 3,5h \frac{\lambda}{70} \quad \text{para } \lambda > 70 \end{aligned} \quad [2.46]$$

- A esbelteza seja inferior ou igual a 35 no caso de estruturas com nós móveis e no caso de estruturas com nós fixos satisfaça a seguinte condição:

$$\lambda \leq 50 - 15 \frac{M_{Sd,b}}{M_{Sd,a}} \quad [2.47]$$

Em que  $M_{Sd,b}$  e  $M_{Sd,a}$  são os momentos atuantes nas extremidade, supondo que  $|M_{Sd,a}| \geq |M_{Sd,b}|$ .

### 2.3.2.2 Estado Limite de Utilização

#### Fendilhação

Para a fendilhação é necessário verificar o estado limite de largura de fendas ( $w$ ). Este depende do tipo de agressividade do meio ambiente ao qual está associado uma largura de fenda máxima e a respetiva combinação de ações (ver artigo 68.2º do REBAP).

O REBAP enuncia que poderá considerar-se satisfeita a verificação da segurança aos SLS de largura de fendas, quando a classe ambiental for pouco ou moderadamente agressiva e sejam cumpridas as disposições relativas a espaçamento de varões.

Outra forma de verificar o estado limite de largura de fendas é efetuando o cálculo expedito da largura de fendas (consultar artigo 70º do REBAP [2.15]).



### Deformação

Para vigas de edifícios a verificação da segurança em relação aos SLS de deformação, para a combinação frequente, a flecha máxima,  $\delta_{max}$ , não deverá exceder o seguinte valor:

$$\delta_{max} = \frac{l}{400} \quad [2.48]$$

Caso a deformação do elemento afete paredes divisórias, a flecha máxima não deverá ser superior a 1,5 cm.

Poderá considerar-se satisfeita a verificação aos SLS de deformação desde que seja satisfeita a altura mínima das vigas (artigo 89º do REBAP).

## **2.4 Resumo**

Ao longo do presente capítulo foi apresentada a regulamentação europeia e a nacional, foram enunciadas as diferenças entre ambas as regulamentações, sendo que de seguida apresenta-se um breve resumo das mesmas.

No que concerne ao dimensionamento das vigas os EC não têm em conta a resistência do betão para o esforço transversal ao contrário da regulamentação nacional que entra com essa resistência. No dimensionamento dos pilares existem diferenças entre o cálculo das imperfeições geométricas e dos efeitos de 2ª ordem entre ambas as regulamentações.

A grande diferença entre as duas regulamentações encontra-se na definição da ação sísmica, mais concretamente no zonamento do território, na quantificação da ação sísmica, na verificação da segurança (os Eurocódigos consideram ULS e SLS e o RSA/REBAP consideram só ULS) e no conceito “capacity design”, que impõe uma pormenorização mais cuidada.



## Capítulo 3 – Avaliação da Segurança

---

### 3.1 Introdução

Na teoria moderna de fiabilidade<sup>1</sup> é unanimemente reconhecido que não é possível garantir a segurança absoluta de uma estrutura, sendo sempre necessário admitir um certo risco de rotura. Como tal, o objetivo do dimensionamento de uma estrutura é o de assegurar, com um nível aceitável de probabilidade, que aquela, quando construída, não fique total ou parcialmente prejudicada na sua capacidade para desempenhar as funções para a qual foi projetada.

De uma forma geral, é possível afirmar que a segurança estrutural está relacionada com três variáveis: as ações que nela atuam, o comportamento da estrutura (que depende dos materiais que a constituem) e a probabilidade de ruína.

Tendo em consideração o objetivo a que se destina a estrutura, cabe ao projetista escolher qual o sistema estrutural que permite a sua execução de uma forma eficaz e económica, tendo em conta que a mesma se deve adaptar às necessidades do dono de obra, no total respeito das restrições arquitectónicas. Para decidir qual o sistema estrutural a adotar, o projetista baseia-se em critérios de otimização de carácter técnico, que incluem

---

<sup>1</sup> Aptidão de uma estrutura ou de um elemento estrutural para satisfazer os requisitos especificados, incluindo o tempo de vida útil da estrutura. A fiabilidade abrange a segurança, a utilização e a durabilidade de uma estrutura [2.2].

preocupações ao nível da segurança, economia e rapidez de execução. Este processo é designado por pré-dimensionamento estrutural.

Durante o tempo de vida útil de uma estrutura é possível a ocorrência de estados desfavoráveis, ainda que com uma pequena probabilidade. Para tal, a avaliação da segurança de um sistema estrutural pode ser efetuada por dois processos: análise probabilística de estruturas ou fiabilidade de sistemas estruturais (Vinagre [3.1]).

Depois da escolha do sistema estrutural e do pré-dimensionamento dos respetivos elementos estruturais, segue-se o dimensionamento da estrutura. Como explicado no Capítulo 2, o processo de dimensionamento envolve a comparação das ações que atuam na estrutura com a resistência dos elementos estruturais.

Para efetuar esta comparação existem dois métodos: transformando as ações nos seus efeitos e comparando-os com os associados à resistência dos materiais ou transformando a resistência dos materiais em ações resistentes e comparando-as com as ações atuantes.

A primeira metodologia é utilizada pela generalidade dos regulamentos: considerando o exemplo de uma viga simplesmente apoiada, em que a variável  $S$  corresponde à carga atuante e a variável  $R$  representa o momento resistente a meio vão, não sendo possível comparar estas duas grandezas diretamente, é usual transformar a variável  $S$  em efeito de ação,  $E_s$ , que representa, neste caso, o momento atuante a meio vão da viga. Feita a transformação, torna-se possível efetuar a comparação e concluir pela verificação, ou não, da segurança.

### **3.2 Incertezas na fiabilidade estrutural**

As incertezas associadas à análise de fiabilidade de uma estrutura podem ser de quatro tipos: incertezas físicas, estatísticas, na modelação e

devido a fatores humanos (Henriques, Calheiros, Figueiras [3.2]; Henriques [3.3]).

A incerteza física está associada à aleatoriedade das variáveis básicas (carregamentos, propriedades dos materiais, dimensões reais dos elementos estruturais, etc.). Esta pode ser controlada com recurso à recolha de um elevado número de dados disponíveis (o que requer uma amostra elevada), ou através de um controlo de qualidade rigoroso. É de salientar que estas grandezas podem ser expressas através de processos estocásticos<sup>2</sup>.

Da incerteza física, mais concretamente da limitação da amostragem, e da escolha de diferentes conjuntos de dados (que resultam em diferentes estimadores estatísticos) surge a incerteza estatística. A modelação das várias variáveis básicas envolve a seleção de um tipo de distribuição e a determinação dos seus parâmetros.

A incerteza na modelação está relacionada com a necessidade de criar modelos matemáticos para simular a realidade, modelos que são sujeitos a simplificações entre as variáveis básicas para representar as relações constitutivas reais ou comportamentos complexos (caso dos sismos). Este tipo de incerteza tem um forte efeito na fiabilidade estrutural (Vinagre [3.1]).

Por último as incertezas devido a fatores humanos resultam do envolvimento humano no dimensionamento das estruturas, na sua construção, no uso, etc. O conhecimento destas incertezas é limitado, sendo normalmente de carácter qualitativo (Henriques [3.3]). O seu efeito provoca um aumento das incertezas enunciadas anteriormente.

---

<sup>2</sup> Processos que estão referidos ao acaso.

### **3.3 Níveis de verificação estrutural**

A verificação da segurança pode ser efetuada a três níveis, diferenciados pela complexidade nos cálculos executados e pela sua exatidão.

Nos métodos do nível 3, mais exatos e complexos, a probabilidade de colapso é calculada analiticamente, ou seja, são métodos puramente probabilísticos, baseados em técnicas que têm em conta a distribuição conjunta de todas as variáveis (Henriques [3.3], Vinagre [3.1]).

No nível 2, a probabilidade de colapso é calculada por técnicas numéricas aproximadas através da utilização do conceito de índice de fiabilidade (Vinagre [3.1]).

No nível 1, são utilizados métodos semi-probabilísticos, em que as ações e a resistência dos materiais são consideradas através de valores representativos (característicos) associados a coeficientes parciais de segurança,  $\gamma$ . A utilização destes coeficientes permite alcançar os padrões de fiabilidade (Vinagre [3.1]), sendo o método utilizado pelos atuais regulamentos de estruturas.

### **3.4 Filosofia de segurança**

Como foi enunciado no Capítulo 2, a verificação da segurança, quer para a regulamentação europeia quer para a regulamentação nacional, deve ser efetuada à rotura (ULS) e em serviço (SLS). Como o objetivo do dimensionamento de um elemento estrutural, ou de um sistema estrutural, é garantir que os respetivos estados limite não são ultrapassados, torna-se necessário quantificar os coeficientes parciais de segurança para as ações e para os materiais.

### 3.4.1 Coeficientes parciais de segurança para as ações

Para qualquer um dos estados limite é necessário estabelecer as regras de combinações para as ações, visto que estas possuem distintas probabilidades de ocorrência, diferentes variações no tempo e no espaço, etc. Para estabelecer quais as regras para a combinação de ações é necessário ter em conta os seguintes aspetos (Vinagre [3.1]):

- Definição probabilística das ações;
- Transformação das distribuições de probabilidade das ações em distribuições de probabilidade dos efeitos das ações;
- Definição probabilística da resistência expressa por várias variáveis;
- Cálculo da probabilidade de rotura.

Destas considerações resultam regras simplificadas obtidas através de valores característicos das diferentes ações (valores que possuem uma probabilidade de ser excedida de apenas 5%), através da equação 3.1.

$$E_d = \gamma_{sd} E\{\gamma_{f,i} F_{rep,i} a_d\} \quad i \geq 1 \quad [3.1]$$

Em que:

- $E$  – efeito da ação;
- $E_d$  – valor de cálculo do efeito da ação;
- $\gamma_{sd}$  – coeficiente parcial de segurança que tem em conta as incertezas na modelação dos efeitos das ações, podendo em certos casos contemplar a modelação das próprias ações;
- $\gamma_f$  – coeficiente parcial relativo à ação, que tem em atenção a possibilidade de desvios desfavoráveis do valor da ação em relação aos seus valores representativos;
- $F_{rep}$  – valor representativo da ação;
- $a_d$  – valor de cálculo das grandezas geométricas.

Usualmente o efeito das ações é calculado recorrendo a uma análise linear, pelo que a equação descrita anteriormente pode ser reescrita da seguinte forma:

$$E_d = E\{\gamma_{F,i} F_{rep,i}; a_d\} \quad i \geq 1 \quad [3.2]$$

Em que:

$$\gamma_{F,i} = \gamma_{Sd} \times \gamma_{f,i} \quad [3.3]$$

Quando um projetista utiliza os coeficientes parciais de segurança para calcular os efeitos das ações, estes já contemplam as incertezas associadas ao modelo e à variabilidade da intensidade das ações. Desta forma, é possível garantir o valor mínimo para a probabilidade de rotura, sendo que os valores dos coeficientes parciais de segurança (calculados de acordo com a equação 3.3) para as ações permanentes e para as ações variáveis ( $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ , respetivamente) deverão ser iguais a:

- Regulamentação europeia:  $\gamma_G=1,35$  e  $\gamma_Q=1,50$ ;
- Regulamentação nacional: 1,50 para ambos.

Quando se efetuam análises lineares é indiferente o posicionamento dos coeficientes de segurança. No entanto, nas análises não lineares, a posição dos coeficientes de segurança não é indiferente, podendo conduzir a resultados conservativos ou contra a segurança (Vinagre [3.1]).

De acordo com o EC0, a posição dos coeficientes de segurança, numa análise não linear, deve ser efetuada de acordo com as seguintes regras:

- “Quando a taxa de variação do efeito da ação é maior do que a correspondente taxa de variação da ação, o coeficiente  $\gamma_F$  deverá ser aplicado ao valor representativo da ação” [2.2];
- “Quando a taxa de variação do efeito da ação é menor do que a correspondente taxa de variação da ação, o coeficiente  $\gamma_F$  deverá ser aplicado ao efeito do valor representativo da ação” [2.2].



### 3.4.2 Coeficientes de segurança para os materiais

Tal como para as ações, os materiais são quantificados por valores característicos. Ao contrário das ações, para os materiais são adotados valores com uma probabilidade de 95% de serem excedidos (quantil de 5%).

Na figura 3.1 encontra-se uma representação esquemática da aplicação do formato de segurança, em que à esquerda se encontra a função densidade de probabilidade das ações e à direita a dos materiais.

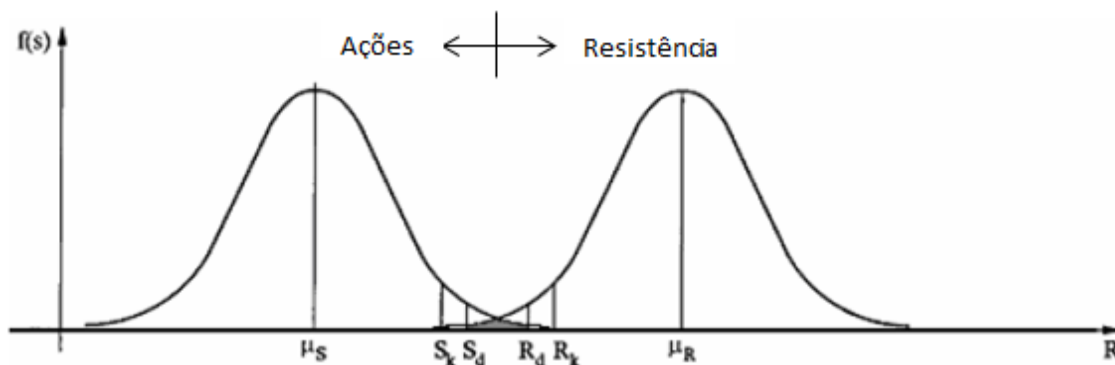


Figura 3.1 – Representação esquemática do formato de segurança [3.4].

Como o dimensionamento de uma estrutura é usualmente efetuado recorrendo a uma análise linear, o valor de cálculo da resistência pode ser determinado da seguinte forma:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left\{ \eta_i \times \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d \right\} \quad i \geq 1 \quad [3.4]$$

Em que:

- $R$  – resistência;
- $R_d$  – valor de cálculo da resistência;
- $\gamma_{Rd}$  – coeficiente parcial de segurança que tem em conta as incertezas do modelo de resistência e também os desvios geométricos no caso de não serem explicitamente modelados;
- $\gamma_m$  – coeficiente parcial relativo à propriedade do material, que tem em conta a possibilidade de um desvio desfavorável da propriedade do material em relação ao seu valor característico e a parcela aleatória do fator de conversão ( $\eta$ );

- $X_k$  – valor característico da propriedade do material;
- $a_d$  – valor de cálculo das grandezas geométricas.
- $\eta$  – valor médio do fator de conversão que tem em conta os efeitos de volume e de escala, os efeitos da humidade e da temperatura, etc.

A equação 3.4 pode ser reescrita, para uma análise linear, da seguinte forma:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left\{ \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d \right\} \quad i \geq 1 \quad [3.5]$$

Em que:

$$\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \times \gamma_{m,i} \quad [3.6]$$

Para o betão e para o aço, quer seja para a regulamentação nacional como para a europeia, os coeficientes parciais de segurança são, respetivamente, 1,50 ( $\gamma_c$ ) e 1,15 ( $\gamma_s$ ).

### 3.5 Metodologia de avaliação da segurança

Enquanto a regulamentação europeia propõe uma metodologia para a avaliação da segurança, a regulamentação nacional não refere qualquer procedimento (nem relativamente aos tipos de relações constitutivas a utilizar, nem aos coeficientes de segurança a utilizar), aconselhando unicamente o recurso a uma análise não linear. Neste trabalho, a metodologia de avaliação da segurança adotada para a análise das soluções dimensionadas de acordo com ambas as regulamentações será a especificada pela regulamentação europeia.

O EC2 refere que pode ser utilizada uma análise não linear, quer para os estados limite últimos quer para os estados limite de utilização, desde que se satisfaçam as condições de equilíbrio e de compatibilidade e seja admitido um

comportamento não linear adequado para os materiais. Esta análise não linear será efetuada recorrendo ao programa de cálculo automático.

### 3.5.1 Análise não linear

O objetivo de uma análise estrutural é determinar o comportamento da estrutura face a ações externas, ou seja, obter as correspondentes deformações, tensões, esforços e deslocamentos.

Para tal existem dois tipos de análises: linear e não linear. Estas distinguem-se pela complexidade nos cálculos e pela sua maior exatidão em modelar o comportamento da estrutura, sendo a análise não linear mais complexa e exata. Neste capítulo procede-se à apresentação da análise não linear, que será adotada no estudo a desenvolver, com o objetivo de avaliar corretamente a capacidade resistente dos modelos em análise.

Nesta análise, o comportamento não linear da estrutura pode ser encarado como sendo traduzido por dois tipos de não linearidade: não linearidade física e não linearidade geométrica.

#### 3.5.1.1 Não linearidade física

A não linearidade física está associada ao facto dos materiais não seguirem a lei de Hooke apresentando comportamentos não lineares.

O comportamento não linear é descrito por relações constitutivas complexas. O EC2 especifica a forma de obter a relação constitutiva não linear do betão através da seguinte equação (figura 3.2):

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{k \times \eta - \eta^2}{1 + (k-2) \times \eta} \quad [3.7]$$

Em que:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad [3.8]$$

- $\varepsilon_c$  – extensão do betão à compressão;

- $\varepsilon_{c1}$  – extensão correspondente à extensão máxima do betão (equação 3.9);

$$\varepsilon_{c1}(\text{‰}) = 0,7 \times f_{cm}^{0,31} \leq 2,8 \quad [3.9]$$

$$k = \frac{1,05 \times E_{cd} \times |\varepsilon_{c1}|}{f_{cd}} \quad [3.10]$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} \quad [3.11]$$

- $\gamma_{CE}$  – valor recomendado é 1,20.

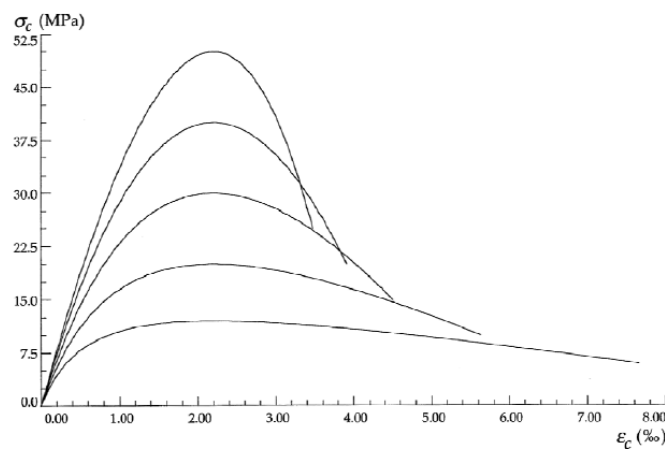


Figura 3.2 – Diagramas tensões-extensões para diferentes betões [3.1].

Para o aço deverá ser utilizada a relação expressa na figura 3.3.

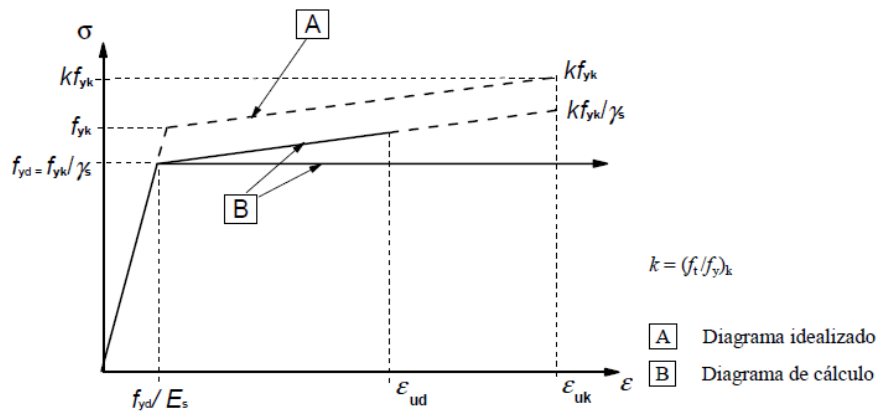


Figura 3.3 – Diagrama de tensões-extensões da armadura ordinária para betão armado [2.5].

### 3.5.1.2 Não linearidade geométrica

A não linearidade geométrica está relacionada com a ocorrência de esforços internos, resultante do deslocamento das cargas devido à deformação da estrutura. Estes esforços derivam de dois efeitos:  $P - \delta$  e  $P - \Delta$ , que se ilustram na figura 3.4.

Os efeitos locais, também designados por efeitos  $P - \delta$ , estão associados à deformação local do elemento relativa à sua corda (deformação associada à rotação dos nós). Normalmente, este tipo de efeito é significativo em pilares muito esbeltos.

No que concerne aos efeitos globais, também designados por efeitos  $P - \Delta$ , eles estão relacionados com os deslocamentos laterais da estrutura, que dão origem ao movimento das extremidades dos elementos. A carga vertical irá influenciar a resposta da estrutura na presença de grandes deslocamentos, provocando momentos flectores adicionais na base, podendo contribuir para a perda da resistência lateral, instabilidade dinâmica, etc.

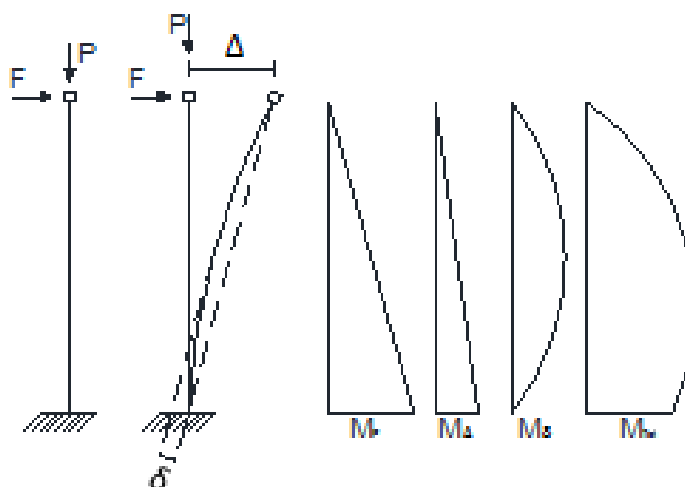


Figura 3.4 – Efeitos  $P - \delta$  e  $P - \Delta$  num elemento.

Independentemente do tipo de efeito não linear que possa ocorrer, se devidamente inseridos nas equações de equilíbrio da estrutura, através da utilização do equilíbrio na posição deformada, a resposta não linear é corretamente avaliada através do recurso de ferramentas informáticas.

Na figura 3.4,  $M_{10}$ ,  $M_{\Delta}$ ,  $M_{\delta}$  e  $M_{Tot}$  representam o momento devido às ações exteriores (momento de 1ª ordem), os momentos devidos aos efeitos  $P - \Delta$  e  $P - \delta$  e o momento total (incluindo efeitos de 2ª ordem), respetivamente.

### 3.5.2 Especificidades do programa de cálculo

Para efetuar a avaliação da segurança dos modelos dimensionados recorreu-se ao programa de cálculo automático SOFISTIK [3.5].

O programa teve origem em trabalhos de programação iniciados em 1974, por Casimir Katz e pelo engenheiro Joachim Stieda, sob a orientação do Prof. Dr. Ing. Heinrich Werner, na Universidade Tecnológica de Munique, para efetuar análises não lineares de cais de pontes. O programa foi posteriormente desenvolvido e aperfeiçoado nos trabalhos de doutoramento de Casimir Katz e em 1987, com o aumento do sucesso do programa e com a inclusão de novos parceiros (Gert Apell *et al*), foi criado o SOFISTIK, como ferramenta profissional de apoio à investigação e ao projeto.

O SOFISTIK é um programa de elementos finitos que permite a execução de análises não lineares físicas e geométricas, recorrendo a técnicas iterativas. Atendendo à formulação adotada e ao conjunto de dados que exige, referem-se seguidamente alguns aspetos que importou acautelar, de forma a garantir a qualidade dos resultados obtidos.

#### 3.5.2.1 Relações constitutivas dos materiais

Comparando o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão,  $f_{cd}$ , verifica-se que o valor de  $\alpha_{cc}$  na equação 3.15 do EC2 em Portugal é de 1,0 sendo de 0,85 para a norma alemã, equação 67, DIN 1045-1 [3.6]. Encontrando-se este valor inserido no programa e pretendendo-se efetuar o dimensionamento com um betão da classe C20/25, a que corresponde um  $f_{cd}$  igual a 13,3 MPa, foi necessário proceder a um ajuste no valor fornecido:

$$f_{cd} = \alpha \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \Leftrightarrow f_{ck} = \frac{f_{cd} \times \gamma_c}{\alpha} = \frac{13,33 \times 1,5}{0,85} \approx 23,53 \text{ MPa} \quad [3.12]$$

O parâmetro  $k$ , necessário para a definição da relação constitutiva do betão apresenta também uma ligeira diferença. Na regulamentação europeia é adotado o valor de 1,05 (equação 3.14 do EC2) e a norma alemã considera o valor de 1,10 (equação 64 da DIN 1045-1). Como a diferença não se traduz em alterações significativas na relação constitutiva, como se pode constatar na figura 3.5, esta situação não foi tida em conta.

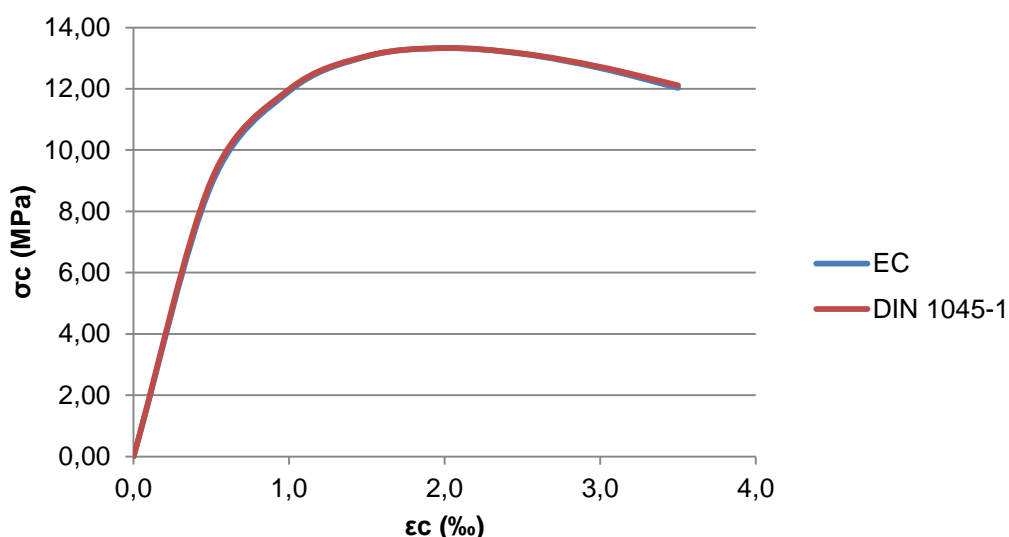


Figura 3.5 – Relação tensão-extensão para a análise não linear.

De seguida mostram-se as relações constitutivas dos materiais utilizados no programa SOFISTIK, figuras 3.6 e 3.7.

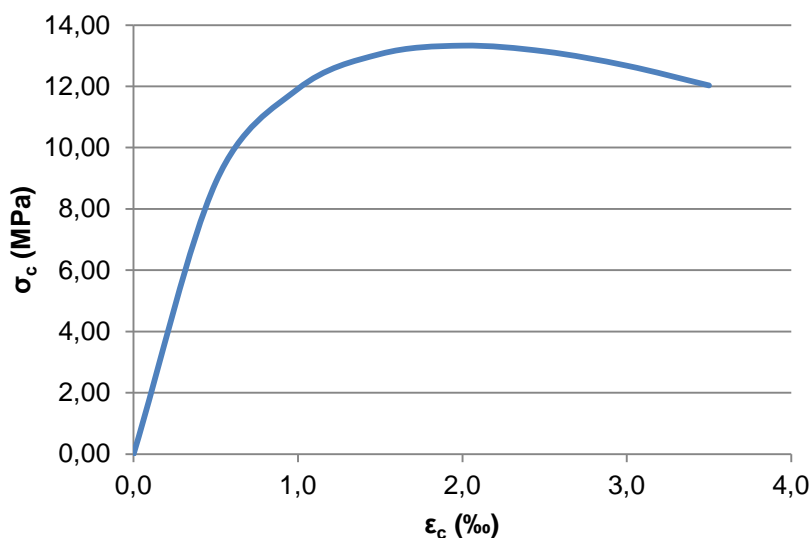


Figura 3.6 – Relação constitutiva do betão C 20/25.

A linha a azul, da figura 3.6, representa o diagrama de tensão-extensão para a análise não linear de acordo com a equação 62 da DIN 1045-1 com  $f_c = f_{cR}$  (tensões de cálculo).

Em relação ao aço, o programa utiliza o valor de 550 MPa para a tensão de cedência,  $f_{yk}$ , e na regulamentação europeia esse valor é de 500 MPa, pelo que foi necessário proceder ao acerto do respetivo valor.

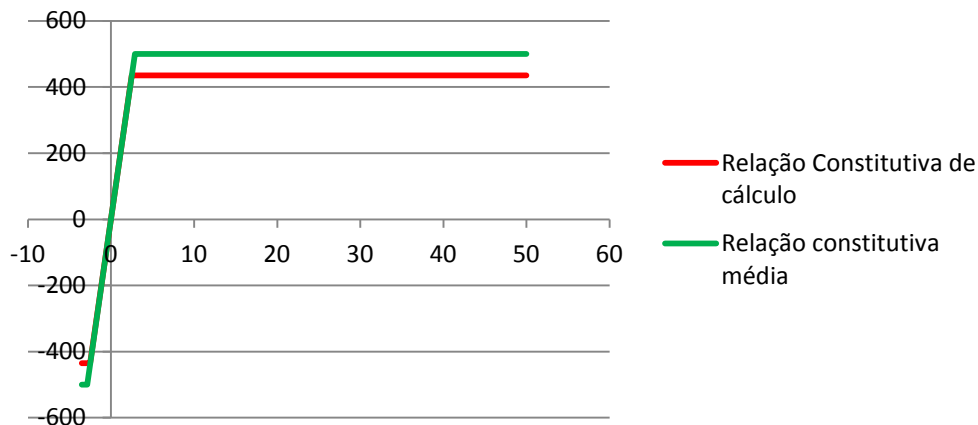


Figura 3.7 – Relação constitutiva do aço A500 NR.

Na figura 3.7 encontram-se representadas as relações constitutivas de cálculo e média do aço (linhas a vermelho e a verde, respetivamente) adotadas na análise não linear.

### 3.5.2.2 Combinações utilizadas

Em relação às combinações, para a execução da análise não linear, foram utilizadas as mesmas que na análise linear com uma alteração referente aos sismos, pois estes foram simulados por forças horizontais provenientes da análise linear (uma combinação por cada esforço transversal originado do sismo). Este assunto será abordado mais detalhadamente no capítulo 4.

### 3.5.2.3 Número de iterações

O programa exige que se especifique o número de iterações (passos de carga que se pretendem adotar na aplicação do carregamento). O utilizador



terá de definir dois tipos de iterações: as que influenciam o andamento da carga (designada por *IteC*) e as que influenciam a energia residual (designada por *IteR*). Por forma a ganhar sensibilidade ao parâmetro *IteC*, foram efetuados cálculos com 20, 30 e 40 iterações, para uma viga simplesmente apoiada, procedendo-se de seguida à análise dos mesmos (ver figura 3.8). Os resultados obtidos permitiram concluir que, para as estruturas em análise, o fator  $\lambda$  tende a não apresentar variações significativas após a 20ª iteração. Como tal, foram utilizadas 30 iterações, através da opção “ULTI 30”, em que a primeira iteração possui um fator  $\lambda$  de 0,10 (através da opção “FAK1 0.1”). É este fator que determina qual o nível de carga a que a estrutura resiste, sendo que este foi incrementado de 0,10 em 0,10, através da opção “DFAK 0.1”.

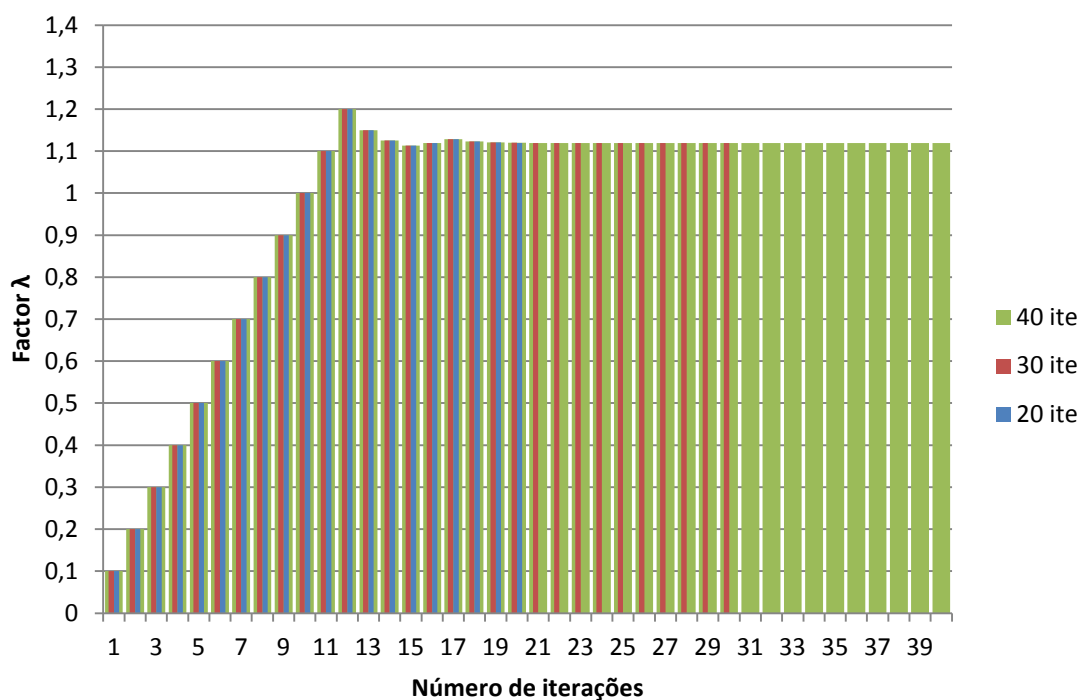


Figura 3.8 – Cálculo do número de iterações para uma viga simplesmente apoiada.

Para as iterações que influenciam a energia residual, *IteR*, e em cada uma das 30 iterações definidas para o andamento de carga (*IteC*), poderão ser efetuadas 300 iterações para que a energia possa convergir, “ITER 300”. Nos cálculos efetuados com as estruturas em análise (para 100, 200, 300 e 400 iterações) verificou-se que a convergência da energia ocorria no máximo na 200ª iteração.

#### 3.5.2.4 Tipos de análises

O programa possui diversos tipos de análises, nomeadamente: análise linear (LINE), análise não linear (NONL), análise de 2ª ordem (TH2), análise de 3ª ordem (TH3), entre outras.

A NONL só tem em conta a não linearidade do material (não linearidade física). A TH2 permite a execução de uma análise não linear física incluindo os efeitos de segunda ordem nos pilares. A TH3 permite a execução de uma análise geométrica e fisicamente não linear (contendo os efeitos de 2ª ordem) e contém ainda os efeitos adicionais da modificação do sistema geométrico (como por exemplo o *snap through*, comprimento de deformação para grandes deformações e o comportamento após a encurvadura).

Refira-se, por fim, que ao escolher a opção de execução por uma análise não linear, o programa ativa automaticamente a opção “NSTR” (*Non-linear Stress and Strain*). Dentro desta opção o programa utiliza por defeito, para os parâmetros “KSV” e “KSB” (que representam o controlo do material para a seção transversal para a armadura e para tensão durante o endurecimento do betão), a opção “CAL” (que corresponde à das relações médias). Torna-se, assim, necessária a sua substituição pela opção “CALD” (impondo que os cálculos sejam efetuados utilizando os valores médios afetados dos respetivos coeficientes de segurança).

## Capítulo 4 – Casos de Estudo

---

### 4.1 Introdução

Por forma a atingir os objetivos propostos serão, no presente capítulo, apresentados e analisados os casos de estudo elaborados de forma a avaliar as diferenças associadas ao dimensionamento com a regulamentação europeia e nacional.

Neste capítulo procede-se à apresentação da metodologia adotada no presente trabalho, é efetuada uma descrição dos exemplos escolhidos, apresentam-se os resultados do dimensionamento por ambos os regulamentos, finalizando-se com a execução de análises não lineares das soluções obtidas, de forma a avaliar o nível de segurança a que se é conduzido.

### 4.2 Metodologia adotada

Tendo presente os objetivos traçados, decidiu-se elaborar um conjunto de modelos simples, considerados representativos dos principais elementos estruturais (pilares e vigas) inseridos em estruturas porticadas de betão armado.

Numa primeira fase todos os exemplos serão dimensionados para os esforços elásticos (obtidos com recurso a uma análise linear), utilizando um conjunto de ações e combinações estabelecidas regulamentarmente. O dimensionamento será executado de acordo com a norma nacional e europeia,

obedecendo a todas as disposições construtivas. Dimensionados os elementos e especificadas as pormenorizações, será executada uma análise não linear até à rotura, por forma a aferir a resistência real de cada modelo e, consequentemente, avaliar a segurança alcançada.

Na análise não linear, o carregamento global associado às combinações será parametrizado por um fator  $\lambda$ , sendo aplicado por incrementos. Nos modelos 1 e 2 foi aplicada uma única combinação, COMB\_SC. Nos modelos 3 e 4 foram efetuadas nove combinações, uma relativamente à sobrecarga e as restantes relativamente ao sismo.

As nove combinações utilizadas na análise não linear surgem do facto de, na análise elástica, terem sido utilizadas 5 combinações: uma combinação fundamental (COMB\_SC) e quatro combinações sísmicas (COMB\_E1x, COMB\_E1y, COMB\_E2x, COMB\_E2y). Como em cada combinação sísmica resultam dois esforços transversos ( $V_{\text{major}}$  e  $V_{\text{minor}}$ , segundo o SAP2000), a simulação do sismo, efetuada através de forças estáticas obrigou à criação de mais quatro combinações, perfazendo um total de nove combinações, em que, uma é referente à combinação fundamental (COMB\_SC) e as restantes oito combinações referentes aos sismos, estando uma combinação associada ao sismo no sentido da esquerda para a direita e a outra no sentido oposto. De seguida apresentam-se, de uma forma genérica, as combinações utilizadas:

- COMB\_SC:  $1,35G + 1,5Q$ ;
- COMB\_E1x\_1:  $G + E1x_1 + \psi_2Q$ ;
- COMB\_E1x\_2:  $G + E1x_2 + \psi_2Q$ ;
- COMB\_E1y\_1:  $G + E1y_1 + \psi_2Q$ ;
- COMB\_E1y\_2:  $G + E1y_2 + \psi_2Q$ ;
- COMB\_E2x\_1:  $G + E2x_1 + \psi_2Q$ ;
- COMB\_E2x\_2:  $G + E2x_2 + \psi_2Q$ ;
- COMB\_E2y\_1:  $G + E2y_1 + \psi_2Q$ ;
- COMB\_E2y\_2:  $G + E2y_2 + \psi_2Q$ .

Admitindo-se que a aplicação das regras regulamentares é bem-sucedida, é expectável que, na rotura e para ambas as regulamentações, se

obtenham fatores superiores a 1,00 (para todas as combinações). O objetivo será avaliar o nível de segurança alcançado em cada modelo e verificar qual a regulamentação que conduz a um maior fator de segurança.

### 4.3 Descrição dos Exemplos

Os modelos escolhidos, como representativos de um número significativo de estruturas e por nele figurarem os principais elementos das estruturas correntes, foram os seguintes:

- Modelo 1 – viga simplesmente apoiada (com 5,00 m de vão e uma secção retangular de 0,25x0,45 mxm);



**Figura 4.1 – Representação simplificada do modelo 1.**

- Modelo 2 – pilar-viga (viga idêntica à do modelo 1 e o pilar possui um vão de 3,00 m e uma secção de 0,35x0,35 mxm);



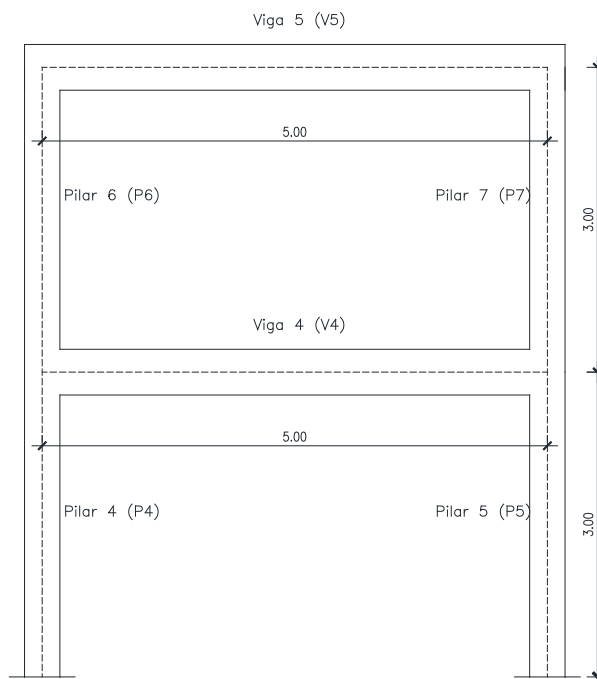
**Figura 4.2 – Representação simplificada do modelo 2.**

- Modelo 3 – pórtico de um tramo de um piso (viga e pilares de secções idênticas às do modelo 2);



**Figura 4.3 – Representação simplificada do modelo 3.**

- Modelo 4 – pórtico de dois tramos de dois pisos (vigas e pilares idênticas às dos modelos 2 e 3).



**Figura 4.4 – Representação simplificada do modelo 4.**

A seleção dos modelos procurou ter em conta a possibilidade de comparação de alguns resultados entre eles. Os modelos 1 e 2 servem de

base para o estudo por serem de simples análise e compreensão. O modelo 1 foi escolhido por se tratar de um elemento isostático, não dependente de eventuais redistribuições de esforços. O modelo 2 serve de base para os modelos 3 e 4, nomeadamente no que respeita aos pilares, proporcionando uma primeira análise comparativa com a viga do modelo 1, por se tratar de um elemento idêntico mas com um superior grau de continuidade. Estes dois primeiros modelos (1 e 2) têm ainda a particularidade de se encontrarem sujeitos apenas a ações verticais.

O modelo 3 é um pórtico de um piso, sujeito a ações verticais e horizontais (nomeadamente o sismo), sendo por sua vez um modelo simples de analisar e dimensionar quando submetido a ações horizontais. Este modelo serve depois para comparar com o modelo 4 (pórtico de dois pisos). Os modelos 3 e 4 pretendem ser representativos de estruturas porticadas apresentando um comportamento semelhante a uma estrutura real.

É ainda de realçar que os modelos escolhidos permitem a análise dos resultados da viga nas três situações: simplesmente apoiada, com um apoio de continuidade ou com os dois.

Todos os modelos serão dimensionados para a regulamentação europeia e para a nacional, admitindo-se inseridos em estruturas cujo uso se destina a escritórios. Para facilitar a referência a cada modelo, ao número será aposta a letra correspondente à regulamentação adotada no dimensionamento: E (Europeia) e N (Nacional). Resultará, assim, por exemplo, modelo 1E e modelo 1N.

As vigas e os pilares de todos os modelos foram considerados com as mesmas dimensões (0,25x0,45 mxm e 0,35x0,35 mxm, respetivamente). Estas dimensões foram consideradas representativas das dimensões usualmente utilizadas em edifícios correntes.

#### 4.3.1 Materiais

Em todos os modelos adotou-se um betão da classe C20/25 e um aço da classe A500 NR, cujas propriedades podem ser consultadas nas tabelas 2.1 e 2.2, do Capítulo 2, para a regulamentação europeia e nacional.

#### 4.3.2 Ações

As ações que solicitam os modelos foram definidas a partir das regras preconizadas pelos Eurocódigos e pelo RSA, apresentando-se, seguidamente, os principais elementos caracterizadores adotados nos exemplos em análise.

Admitiu-se que se trata de uma estrutura porticada, apresentando, em planta, uma área de 25 m<sup>2</sup> (5x5m), sendo o edifício considerado regular em planta e em altura.

As cargas que se encontram distribuídas por metro quadrado serão aplicadas como cargas distribuídas por metro nas vigas. Por serem cargas distribuídas numa área foram convertidas em kN/m, segundo a seguinte equação genérica:

$$X_j = X_i \times A_{triângulo} = X_i \times 2,5 \times 0,65 \quad [4.1]$$

Em que:

- $X_i$  – Carga uniformemente distribuída por metro quadrado;
- $A_{triângulo}$  – Área de influência da viga;
- $X_j$  – Carga uniformemente distribuída por metro.

##### 4.3.2.1 Cargas permanentes

Como referido no Capítulo 2, existem dois tipos de cargas permanentes: o peso próprio da estrutura (PP) e as restantes cargas permanentes (RCP).

Nas vigas e nos pilares, para além do peso próprio admitiu-se a existência de uma laje com espessura de 0,15 m (designada por Glaje).



No que concerne às RCP, para a regulamentação nacional e europeia foram utilizados os seguintes valores:

- Paredes interiores, designado por  $G_{par\_int}$  (0,30x0,20x0,15;  $h = 3$  m): 2,5 kN/m<sup>2</sup>;
- Paredes exteriores, designado por  $G_{par\_ext}$  (0,30x0,20x0,11+0,30x0,20x0,15;  $h = 3$  m): 7,5 kN/m;
- Revestimentos de Pavimentos, designado por  $G_{rev\_pav}$ : 1,5 kN/m<sup>2</sup>;
- Revestimentos de Paredes, designado por  $G_{rev\_par}$ : 0,5 kN/m<sup>2</sup>.

De seguida mostram-se, na tabela 4.1, os valores das cargas permanentes calculadas de acordo com a equação 4.1.

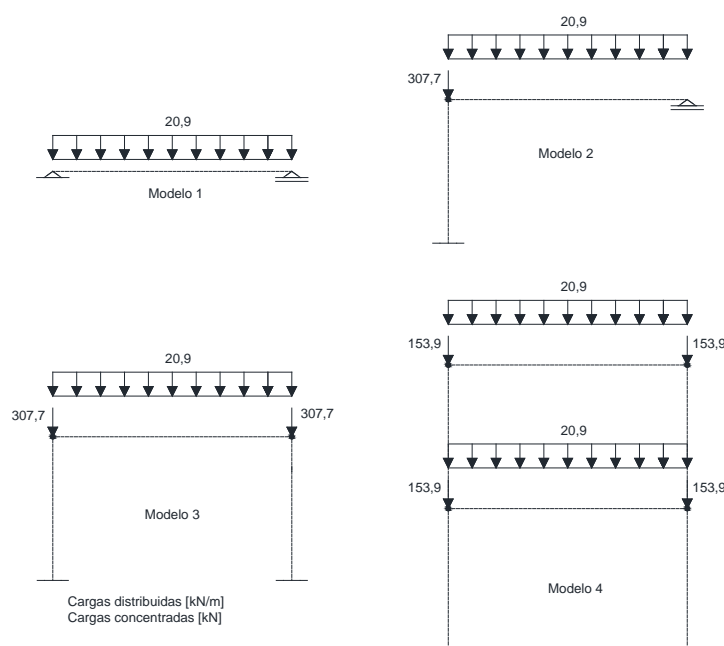
	$X_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$X_j$ [kN/m]
$G_{par\_int}$	2,5	4,1
$G_{rev\_pav}$	1,5	2,4
$G_{rev\_par}$	0,5	0,8
$G_{laje}$	3,8	6,1

**Tabela 4.1 – Cargas permanentes uniformemente distribuídas aplicadas em todos os modelos.**

Nos modelos 2, 3 e 4 foi aplicada outra carga permanente, concentrada nos nós dos pilares, denominada por  $G_{pisos\_adj}$  no valor de 307,7 kN. Esta carga pretende simular a carga permanente transmitida ao pilar pelas vigas da direção perpendicular.

No modelo 4 optou-se por garantir que as cargas conduzissem, nos pilares do piso térreo, ao mesmo nível de esforço axial que no modelo 3, razão pela qual o valor das cargas foi ajustado e considerado igual a metade.

De seguida apresentam-se a aplicação das cargas permanentes (figura 4.5).



**Figura 4.5 – Cargas permanentes a atuar nos modelos.**

## 4.3.2.2 Sobrecargas

Para ambas as regulamentações, a sobrecarga (designado por SC) a utilizar no dimensionamento é de  $3,0 \text{ kN/m}^2$ , pelo que foi simulada por uma carga uniformemente distribuída de  $4,9 \text{ kN/m}$ . Na tabela 4.2 apresentam-se os valores do coeficiente  $\psi_i$ .

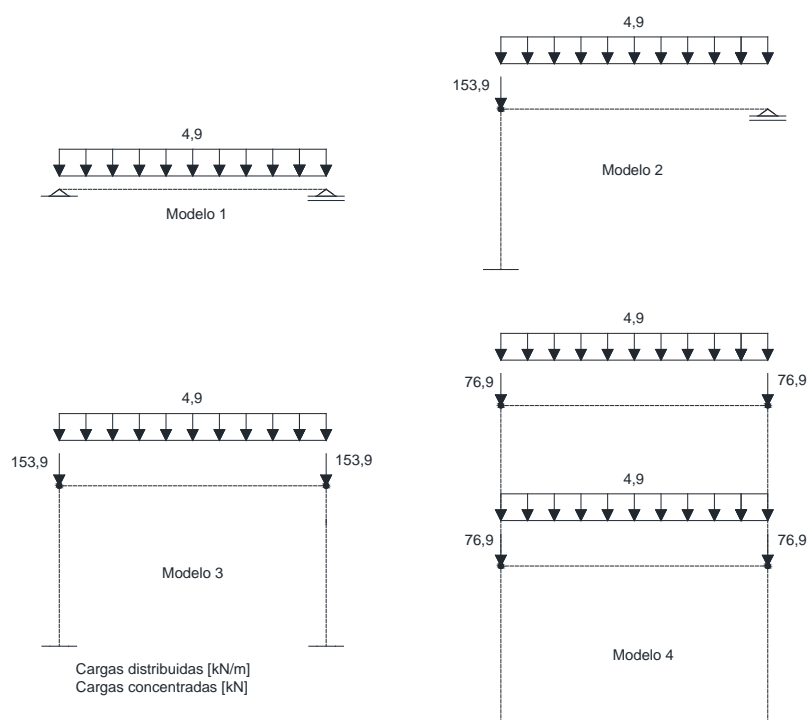
Regulamentação	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Nacional	0,7	0,6	0,4
Europeia	0,7	0,5	0,3

**Tabela 4.2 – Valores dos coeficientes  $\psi_i$ .**

Também foi aplicada, aos modelos 3 e 4, uma outra sobrecarga, denominada por SCpisos\_adj no valor de  $153,9 \text{ kN}$ , representando a sobrecarga proveniente de vigas correspondentes a pórticos perpendiculares.

Tal como para a carga Gpisos\_adj, esta foi aplicada por inteiro nos nós viga-pilar para os modelos 2 e 3, e dividida por dois nós no modelo 4.

De seguida apresentam-se, na figura 4.6, a aplicação das sobrecargas.



**Figura 4.6 – Sobrecargas a atuar nos modelos.**

### 4.3.2.3 Vento

A correta definição da ação do vento obriga a adotar alguns pressupostos para a definição da mesma. Para os Eurocódigos e para o RSA/REBAP, estes pressupostos foram os seguintes: edifício localizado no Barreiro, situado a 2 km da costa (Zona B para ambas as regulamentações); zona urbana (categoria do terreno III e rugosidade do tipo I para o EC e RSA/REBAP, respetivamente).

A ação do vento só irá ser calculada para os modelos 3 e 4, por se tratarem de estruturas porticadas. De seguida apresentam-se apenas os cálculos para o modelo 3E, uma vez que são em tudo similares aos da regulamentação nacional. Os cálculos do modelo 4E, 3N e 4N, encontram-se em anexo.

### Modelo 3E

Como indicado no Capítulo 2, a ação do vento deve ser calculada para as direções  $0^\circ$ ,  $90^\circ$  e  $180^\circ$ . Seguidamente apenas serão apresentados os cálculos para a direção  $0^\circ$ , uma vez que os correspondentes a outras direções são idênticos sendo apresentados em anexo.

Na tabela 4.3, apresenta-se o valor básico da velocidade de referência do vento,  $v_{b,0}$ , bem como o valor de referência da velocidade do vento,  $v_b$ , para a estrutura em causa.

Com a respetiva zona (B) e recorrendo ao anexo do EC1-1-4 retira-se o valor de  $v_{b,0}$  do quadro NA.I, e de seguida aplicando a equação 2.9 obtém-se o valor de  $v_b$ .

$v_{b,0}$ [m/s]	$C_{dir}$	$C_{season}$	$v_b$ [m/s]
30	1	1	30

Tabela 4.3 – Valor básico da velocidade de referência do vento.

Na tabela 4.4 encontram-se os valores para a velocidade média do vento ( $v_m(z)$ ), da intensidade de turbulência ( $I_v(z)$ ), o coeficiente de rugosidade e de orografia. Estas grandezas foram calculadas segundo as equações 2.10 a 2.12 do capítulo 2.

$c_0(z)$	$k_r$	$c_r(z)$	$v_m(z)$ [m/s]	$I_v$ [s/m]
-	-	-		
1	0,215	0,707	21,216	0,305

Tabela 4.4 – Velocidade média e intensidade de turbulência do vento.

Para a quantificação da pressão dinâmica de pico, é necessária a dimensão transversal à direção do vento ( $b$ ), considerada com valor de 5 m, a altura do pórtico ( $h$ ), com valor de 3 m, a dimensão paralela à direção do vento ( $d$ ), com valor de 5 m e o valor de  $e$ , sendo este o mínimo entre  $b$  e  $2h$ .

Com base nas figuras 7.4 (condição  $h \leq b$ ) e 7.5 (condição  $e \geq d$ ) do EC1-1-4 [2.4] calcula-se a pressão dinâmica de pico ( $q_p(z)$ ), cujo valor é de  $0,9 \text{ kN/m}^2$ .

Após a quantificação do  $q_p(z)$  segue-se o cálculo da pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores e interiores ( $w_e$  e  $w_i$ ), segundo as equações 2.19 e 2.20 do capítulo 2. Para efetuar o cálculo das pressões exercidas pelo vento nas superfícies é necessário recorrer ao quadro 7.1 do EC1-1-4 [2.4] (faces importantes são: A, B, D e E), ver tabela 4.5.

Exterior				Interior			
$C_{pe,A}$	$C_{pe,B}$	$C_{pe,D}$	$C_{pe,E}$	$C_{pi,A}$	$C_{pi,B}$	$C_{pi,D}$	$C_{pi,E}$
-1,2	-0,8	0,747	-0,393	0,2	0,2	-0,3	0,2
$w_{e,A}$	$w_{e,B}$	$w_{e,D}$	$w_{e,E}$	$w_{i,A}$	$w_{i,B}$	$w_{i,D}$	$w_{i,E}$
1,057	0,705	0,658	0,346	0,176	0,176	0,264	0,176

**Tabela 4.5 – Coeficientes de pressão exterior e interior e pressão exercida pelo vento nas respectivas superfícies.**

Por último, calcula-se as forças exercidas pelo vento (exteriores e interiores), recorrendo às equações 2.16 e 2.17 do capítulo 2, sendo necessária a área de referência para cada uma superfície, tabela 4.6.

Exterior								Interior						
Cs d <sub>S</sub>	A <sub>ref,A</sub>	A <sub>ref,B</sub>	A <sub>ref,D</sub>	A <sub>ref,E</sub>	F <sub>w,e A</sub>	F <sub>w,e B</sub>	F <sub>w,e (D+E)</sub>	A <sub>ref,A</sub>	A <sub>ref,B</sub>	A <sub>ref,D</sub>	A <sub>ref,E</sub>	F <sub>w,e A</sub>	F <sub>w,e B</sub>	F <sub>w,i (D+E)</sub>
1	3	12	15	15	3,2	8,5	15,1	3	12	15	15	0,5	2,1	6,6

**Tabela 4.6 – Forças exteriores e interiores e áreas das fachadas.**

#### 4.3.2.4 Sismo

Tal como no cálculo da ação do vento, é necessário considerar alguns pressupostos para a definição da ação sísmica. Para os Eurocódigos, os pressupostos são, para além da sua localização, os seguintes: o tipo de terreno, que se admitiu do tipo C (por se tratar de um terreno intermédio) e uma classe de importância do tipo II (por ser um edifício com uso para escritórios). No que concerne ao REBAP/RSA, os pressupostos foram os seguintes: zona A e a natureza do terreno do tipo II (por se tratar de um terreno intermédio).

Tal como no cálculo da ação do vento, a ação sísmica só irá ser tida em conta nos modelos 3 e 4. De seguida apresentam-se os cálculos para o modelo 3E. Para os modelos 4E, 3N e 4N os cálculos encontram-se em anexo.

#### **Modelo 3E**

##### Regulamentação europeia

Como enunciado no Capítulo 2 para quantificar a ação sísmica é necessário calcular o espectro de cálculo ( $S_d(T)$ ), em que este depende do coeficiente de comportamento, que por sua vez depende da regularidade em altura e em planta.

Com a classificação da regularidade em altura e em planta prossegue-se com o cálculo do coeficiente de comportamento ( $q$ ), ver tabela 4.7. Este foi calculado tendo em conta que o sistema estrutural é um sistema porticado e a classe de ductilidade escolhida ser DCM (equação 2.28 do capítulo 2 e quadro 5.1 do EC8-1).

$\alpha_u/\alpha_1$	1,1
$q_0$ (real)	3,30
$k_w$	1,00
$q$	3,30

**Tabela 4.7 – Cálculo do coeficiente de comportamento.**

Adotaram-se os espectros de resposta especificados regulamentarmente (equação 2.26 do capítulo 2), introduzidos recorrendo ao programa de cálculo automático SAP2000 [2.10].

### Regulamentação nacional

Para a regulamentação nacional os espectros de resposta foram importados para o SAP2000 [2.10], sendo referentes à zona A terreno tipo II e um coeficiente de amortecimento de 5%.

#### 4.3.2.5 Comparação entre ação sísmica e ação do vento

Para efetuar a comparação entre as duas forças efetuou-se uma análise dinâmica de forma a obter a ação sísmica. Após a quantificação da ação sísmica e da ação do vento procedeu-se de seguida, à sua comparação. Caso a força do sismo seja superior à força do vento não é necessário ter em consideração a força do vento no dimensionamento dos respetivos modelos. De seguida, na tabela 4.8, apresenta-se a comparação entre as duas forças para os modelos 3 e 4.

	EC		REBAP/RSA	
	$F_{\text{vento}}$	$F_{\text{sismo}}$	$F_{\text{vento}}$	$F_{\text{sismo}}$
Modelo 3	21,7	45,1	23,8	137,4
Modelo 4	47,8	59,7	47,6	79,8

**Tabela 4.8 – EC: comparação da força do vento com a do sismo.**

Observando a tabela 4.8 conclui-se que não é necessário considerar a ação do vento no dimensionamento dos modelos 3 e 4 para o EC e REBAP/RSA.

#### 4.3.2.6 Combinações

As combinações utilizadas para os ULS e para os SLS são as indicadas nas tabelas 4.9 e 4.10, respetivamente.

Combinação	$\gamma_G$	G	$\gamma_Q$	SC	$\gamma_E$	E
COMB_G+SC (E)	1,35	Sim	1,50	Sim	-	Não
COMB_G+SC (N)	1,50	Sim	1,50	Sim	-	Não
COMB_G+SC+E (E)	1,00	Sim	$\Psi_2$	Sim	1,00	Sim
COMB_G+SC+E (N)	1,00	Sim	$\Psi_2$	Sim	1,50	Sim

**Tabela 4.9 – Combinações para os ULS [regulamentação europeia (E) e nacional (N)].**

## Avaliação da Segurança de Estruturas de Betão Armado

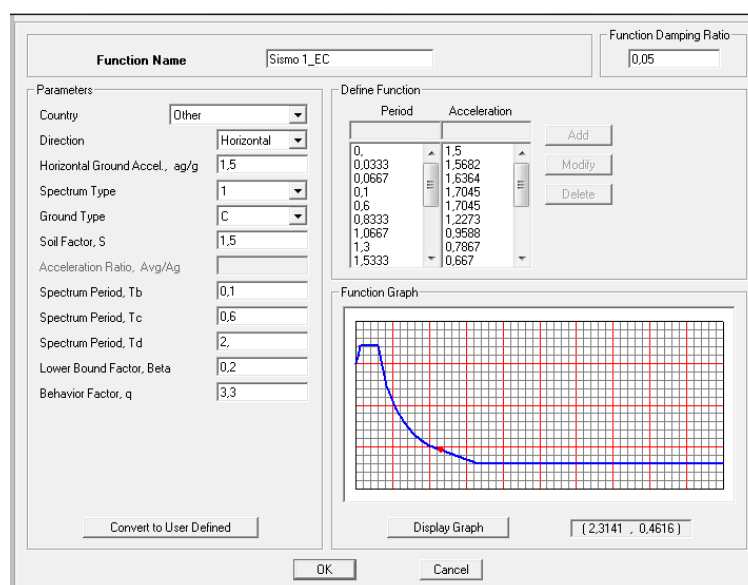
Combinação	$\gamma_G$	G	$\gamma_Q$	SC
COMB_QP (E)	1,00	Sim	$\Psi_2 * 1,00$	Sim
COMB_QP (N)	1,00	Sim	$\Psi_2 * 1,00$	Sim

**Tabela 4.10 – Combinações para os SLS.**

### 4.3.3 Análise elástica

O cálculo elástico das estruturas foi efetuado recorrendo ao programa de cálculo automático SAP2000. A modelação das vigas e dos pilares foi efetuada como elementos finitos lineares do tipo barra (frame), com dois nós e com seis graus de liberdade (3 rotações e 3 translações).

A ação sísmica foi modelada através de espectros de resposta (ver figuras 4.7 e 4.8).



**Figura 4.7 – Introdução do espectro de resposta para o sismo 1 (regulamentação europeia).**



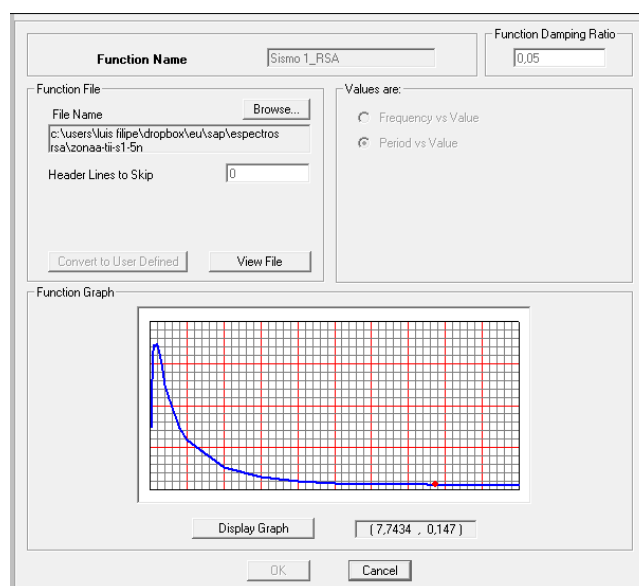


Figura 4.8 – Introdução do espectro de resposta para o sismo 1 (regulamentação nacional).

## 4.4 Dimensionamento Estrutural

O dimensionamento estrutural de acordo com a regulamentação europeia foi efetuado de forma informática. Para o dimensionamento de acordo com a regulamentação nacional construíram-se procedimentos de cálculo respeitando os preceitos regulamentares.

Em primeiro lugar serão apresentados os resultados para os ULS e posteriormente serão apresentados os resultados para os SLS.

### 4.4.1 Estado Limite Último

Na tabela 4.11 apresenta-se a quantidade de armadura mínima (longitudinal e transversal) e máxima, para as vigas e os pilares.

Elemento	EC			$\rho_{min}$	REBAP/RSA			
	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,max}$ [cm <sup>2</sup> ]	$(A_{sw}/s/ramo)_{min}$ [cm <sup>2</sup> /m]		$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,max}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_{w,min}$	$(A_{sw}/s/ramo)_{min}$ [cm <sup>2</sup> /m]
Vigas	2,20	45,0	0,89	0,12	1,20	45,0	0,08	1,00
Pilares	2,45	49,0	1,53	0,6%	1,58	98,0	0,08	1,40

Tabela 4.11 – Armaduras mínimas e máximas em vigas e pilares.

Em relação às vigas, e de acordo com o apresentado na tabela 4.11 é possível constatar que a armadura mínima longitudinal calculada de acordo com a regulamentação europeia é superior à calculada pela regulamentação nacional, com exceção da armadura mínima transversal que é inferior. No que concerne à armadura máxima esta é igual para ambas as regulamentações. No que se refere aos pilares, verifica-se que as armaduras mínimas calculadas pela regulamentação europeia são superiores às resultantes da aplicação da regulamentação nacional, com exceção da armadura máxima que é superior. No entanto, é de referenciar que a armadura máxima da regulamentação europeia pode ascender a 98 cm<sup>2</sup> nas zonas de sobreposições e de emendas, enquanto na regulamentação nacional assume idêntico valor, sendo válido para todas as regiões, com ou sem sobreposição e emendas.

As armaduras efetivas de cálculo, bem como os varões adotados encontram-se nas tabelas 4.12 a 4.14. A discretização e a respetiva pormenorização dos elementos estruturais encontram-se nos desenhos nº 01 a 18.

Modelo - Elemento	EC		REBAP/RSA	
	$A_{sl,cal}^{M-}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sl,cal}^{M+}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sl,cal}^{M-}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sl,cal}^{M+}$ [cm <sup>2</sup> ]
1 - Viga 1	2,21	8,20	1,20	9,11
2 - Viga 2	2,21	6,98	2,09	7,70
3 - Viga 3	8,55	4,16	9,41	4,77
4 - Viga 4	9,67	4,39	9,47	3,72
4 - Viga 5	6,06	3,92	5,94	4,31

Tabela 4.12 – Vigas: armaduras de cálculo.

Modelo - Elemento	EC				REBAP/RSA			
	Arm.	$A_{sl,total,ef}^{M-}$ [cm <sup>2</sup> ]	Arm.	$A_{sl,total,ef}^{M+}$ [cm <sup>2</sup> ]	Arm.	$A_{sl,total,ef}^{M-}$ [cm <sup>2</sup> ]	Arm.	$A_{sl,total,ef}^{M+}$ [cm <sup>2</sup> ]
1 - Viga 1	2Φ12	2,26	2Φ20+ 1Φ16	8,29	2Φ10	1,57	2Φ20+ 2Φ16	10,30
2 - Viga 2	2Φ12	2,26	4Φ16	8,04	2Φ12	2,26	4Φ16	8,04
3 - Viga 3	3Φ20	9,42	4Φ12	4,52	2Φ20+ 2Φ16	10,30	5Φ12	5,65
4 - Viga 4	2Φ20+ 2Φ16	10,30	4Φ12	4,52	2Φ20+ 2Φ16	10,30	4Φ12	4,52
4 - Viga 5	2Φ16+ 2Φ12	6,28	4Φ12	4,52	2Φ16+ 2Φ12	6,28	4Φ12	4,52

Tabela 4.13 – Vigas: armaduras longitudinais de cálculo e efetivas.

Modelo - Elemento	EC			REBAP/RSA		
	$(A_{sw}/s/ramo)_{cal}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Armadura -	$(A_{sw}/s/ramo)_{ef}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$(A_{sw}/s/ramo)_{cal}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Armadura -	$(A_{sw}/s/ramo)_{ef}$ [cm <sup>2</sup> /m]
1 - Viga 1	1,82	Φ6//0,10	2,83	1,35	Φ6//0,20	1,41
2 - Viga 2	1,93	Φ6//0,10	2,83	1,57	Φ6//0,15	1,88
3 - Viga 3	3,18	Φ6//0,075	3,77	1,35	Φ6//0,20	1,41
4 - Viga 4	3,83	Φ6//0,05	5,65	1,88	Φ6//0,15	1,88
4 - Viga 5	3,23	Φ6//0,05	5,65	1,35	Φ6//0,20	1,41

Tabela 4.14 – Vigas: armaduras transversais de cálculo e efetivas.

Ao compararmos os valores da tabela 4.12, entre as duas regulamentações, verifica-se que para os momentos fletores negativos as armaduras de cálculo provenientes da regulamentação europeia são, em geral, superiores às provenientes da regulamentação nacional. No entanto, é de salientar que seria de esperar que a armadura calculada de acordo com a regulamentação nacional fosse superior (como acontece com a viga 3) à calculada pela regulamentação europeia, mas nas vigas 1 e 2 isto não acontece porque a armadura de cálculo é condicionada pela armadura mínima. Em relação às vigas 4 e 5 a armadura de cálculo da regulamentação europeia é superior à armadura de cálculo da regulamentação nacional, o que se explica pelo efeito “capacity design”.

No que concerne aos momentos fletores positivos, as armaduras de cálculo provenientes da regulamentação nacional são, tal como esperado, superiores às provenientes da regulamentação europeia, porque a armadura a meio vão não é condicionada pelo “capacity design”.

Em relação à armadura transversal a quantidade de armadura proveniente do dimensionamento pela regulamentação europeia é superior à resultante da aplicação da regulamentação nacional, devido a dois efeitos: a regulamentação europeia, ao contrário da nacional, não tem em conta com a resistência do betão, a que acresce o efeito de “capacity design”.

De seguida apresentam-se, na tabela 4.15 e figura 4.9, e para todas as vigas, as armaduras longitudinais de cálculo e os respetivos diagramas de momentos fletores que provêm da combinação com a sobrecarga como ação variável de base.

Modelo - Elemento	EC			REBAP/RSA		
	$A_{sl,sup}^{esquerda}$	$A_{sl,inf}$	$A_{sl,sup}^{direita}$	$A_{sl,sup}^{esquerda}$	$A_{sl,inf}$	$A_{sl,sup}^{direita}$
1 - Viga 1	0,00	8,20	0,00	0,00	9,10	0,00
2 - Viga 2	1,89	6,98	0,00	2,09	7,70	0,00
3 - Viga 3	3,40	4,16	3,40	3,72	4,77	3,72
4 - Viga 4	4,40	3,82	4,40	4,83	3,47	4,83
4 - Viga 5	3,63	3,92	3,63	3,98	4,32	3,98

Tabela 4.15 – Vigas: armaduras longitudinais de cálculo associadas à COMB\_SC.

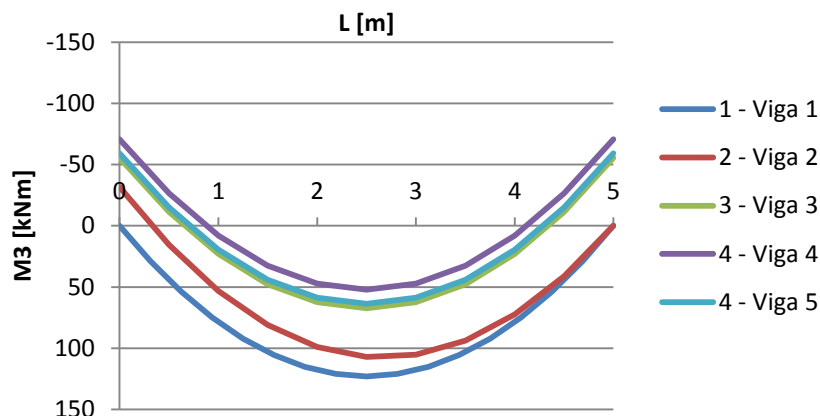


Figura 4.9 – EC: Diagrama de momentos fletores associados à COMB\_SC.

Da comparação da armadura longitudinal inferior ( $A_{sl,inf}$ ), recorrendo à tabela 4.15, verifica-se que, de uma forma geral, a armadura proveniente da regulamentação nacional é superior à da regulamentação europeia. Ao compararmos a armadura longitudinal superior ( $A_{sl,sup}^{esquerda/direita}$ ), constata-se que esta apresenta a mesma tendência que a armadura longitudinal positiva. Estes resultados podem ser explicados pela combinação em causa, em que para a regulamentação nacional é  $1,50 \times (G+Q)$  e para a europeia é  $1,35G + 1,50Q$ .

Entre cada regulamentação, observando a figura 4.9, a armadura vai diminuindo à medida que a rigidez dos apoios vai aumentando, apesar da viga 4 ter mais armadura que a viga 5. A viga 5 é comparável à viga 3 (em termos de condições de apoio e continuidade dos mesmos), ambas menos rígidas que a viga 4, pelo que se compreende que possuam mais armadura que a viga 4.

De seguida apresenta-se, na figura 4.10, a envolvente dos momentos máximos positivos e negativos para todas as vigas de todos os modelos e para todas as combinações.

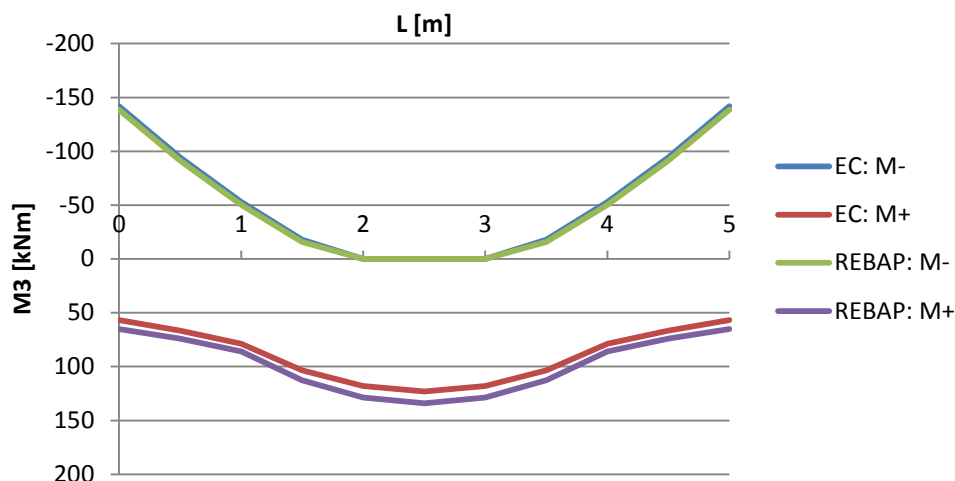


Figura 4.10 – Envolvente dos momentos fletores negativos e positivos máximos para as vigas.

Como é possível de observar, pela figura 4.10, a regulamentação europeia possui momentos negativos superiores aos da regulamentação nacional, mas em contra partida apresenta menores momentos positivos. O que implica que em relação à armadura inferior o REBAP/RSA apresente mais armadura que o EC e o EC apresenta maior armadura superior que o REBAP/RSA. Também é necessário considerar o facto de o  $f_{cd}$ , pela regulamentação nacional, ser inferior ao da regulamentação europeia, o que implica um momento reduzido maior e, consequentemente, uma possível maior armadura.

De seguida, na tabela 4.16 e tabela 4.17, apresentam-se as armaduras longitudinais e transversais, de cálculo e as efetivas, respetivamente.

Modelo - Elemento	EC			REBAP/RSA		
	$A_{por\ face, cal}$ cm <sup>2</sup>	Armadura por face	$A_{por\ face, ef}$ cm <sup>2</sup>	$A_{por\ face, cal}$ cm <sup>2</sup>	Armadura por face	$A_{por\ face, ef}$ cm <sup>2</sup>
2 - Pilar 1	2,45	3Φ16	6,03	1,58	3Φ10	2,36
3 - Pilar 2	8,86	4Φ20	12,57	7,28	3Φ20	9,42
3 - Pilar 3	8,86	4Φ20	12,57	7,28	3Φ20	9,42
4 - Pilar 4	4,49	4Φ16	8,04	2,98	3Φ12	3,39
4 - Pilar 5	4,49	4Φ16	8,04	2,98	3Φ12	3,39
4 - Pilar 6	5,86	3Φ20	9,42	4,28	4Φ12	4,52
4 - Pilar 7	5,86	3Φ20	9,42	4,28	4Φ12	4,52

Tabela 4.16 – Pilares: armaduras longitudinais, por face, de cálculo e efetivas.

Modelo - Elemento	EC			REBAP/RSA		
	$(A_{sw}/s/ramo)_{total}$ cm <sup>2</sup> /m	Armadura -	$(A_{sw}/s/ramo)_{ef}$ cm <sup>2</sup> /m	$(A_{sw}/s/ramo)_{total}$ cm <sup>2</sup> /m	Armadura -	$(A_{sw}/s/ramo)_{ef}$ cm <sup>2</sup> /m
2 - Pilar 1	1,53	Φ8//0,15	3,35	1,40	Φ6//0,20	1,41
3 - Pilar 2	7,19	Φ10//0,10	7,85	1,40	Φ6//0,20	1,41
3 - Pilar 3	7,19	Φ10//0,10	7,85	1,40	Φ6//0,20	1,41
4 - Pilar 4	4,76	Φ8//0,075	6,70	1,40	Φ6//0,20	1,41
4 - Pilar 5	4,76	Φ8//0,075	6,70	1,40	Φ6//0,20	1,41
4 - Pilar 6	4,76	Φ8//0,075	6,70	1,40	Φ6//0,20	1,41
4 - Pilar 7	4,76	Φ8//0,075	6,70	1,40	Φ6//0,20	1,41

Tabela 4.17 – Pilares: armaduras transversais de cálculo e efetivas.

Os valores das armaduras longitudinais de cálculo, provenientes da regulamentação europeia são superiores aos da regulamentação nacional, pois, pelo EC e no que concerne aos modelos 3 e 4 (pelo facto de possuírem ações sísmicas), os pilares têm obrigatoriamente que resistir a momentos flectores 30% superiores aos das vigas.

Esta última regra impõe, igualmente, que a armadura transversal de cálculo resultante da aplicação da regulamentação europeia, seja sempre superior à da regulamentação nacional.

A armadura longitudinal de cálculo dos pilares, da COMB\_SC, independentemente da regulamentação em causa, é, em geral, nula, obrigando à colocação da armadura mínima. Isto deve-se ao facto de esta combinação ser exclusivamente de ações verticais e, conseqüentemente possuir o maior esforço axial mas momentos flectores muito baixos. Apesar de alguns dos pilares dimensionados por ambas as regulamentações apresentarem armadura

de cálculo superior a zero, esta não é superior à armadura mínima pelo que, como dito antes, terá de colocar-se a armadura mínima.

De seguida apresenta-se, na figura 4.11, a envolvente para os momentos fletores positivo e negativo máximos para todos os pilares e todas as combinações.

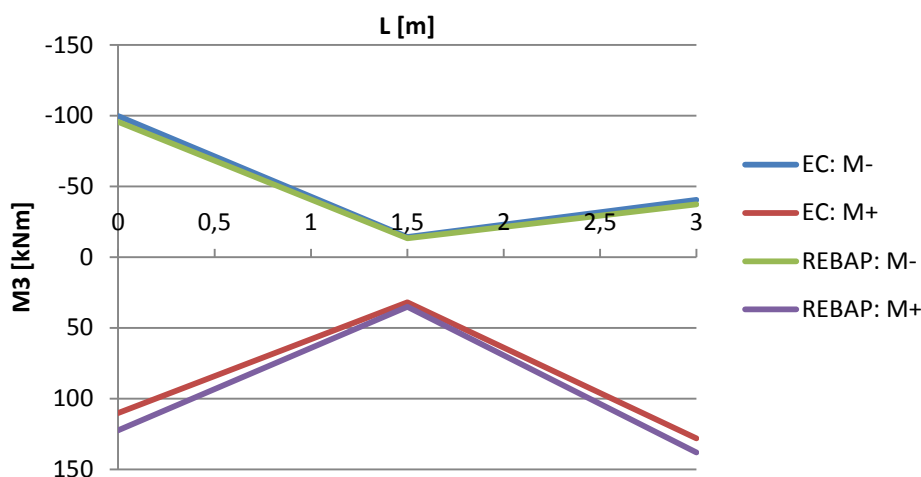


Figura 4.11 - Envolvente dos momentos fletores negativos e positivos máximos para os pilares.

Como se pode observar, na figura 4.11, a regulamentação nacional apresenta maiores momentos positivos que a regulamentação europeia, mas, em contrapartida, apresenta menores momentos negativos. Também podemos observar que o REBAP/RSA possui uma maior amplitude de momentos fletores que o EC, possuindo uma maior força de corte basal.

#### 4.4.2 Estado Limite de Utilização

Como enunciado no Capítulo 2, as verificações da fendilhação e da deformação pela regulamentação europeia (nomeadamente o EC2) e pela regulamentação nacional (atendendo aos artigos 70.3 e 72.3 do REBAP), foram efetuadas recorrendo aos métodos indiretos.

De seguida apresentam-se as tabelas das respetivas verificações para ambas as regulamentações, tabelas 4.18 e 4.19.

## Avaliação da Segurança de Estruturas de Betão Armado

Modelo - Elemento	EC					REBAP/RSA		
	$\sigma_{s1}$ MPa	$S_{l,real}$ mm	$\sigma_{s1,próximo}$ MPa	$S_{l,máx}$ mm	Verificação	$S_{l,real}$ cm	$S_{l,máx}$ cm	Verificação
1 - Viga 1	211,6	100,0	240,0	200,0	Verifica	3,53	5,00	Verifica
2 - Viga 2	184,1	100,0	200,0	250,0	Verifica	3,80	5,00	Verifica
3 - Viga 3	281,7	75,0	320,0	100,0	Verifica	2,95	5,00	Verifica
4 - Viga 4	218,4	100,0	240,0	200,0	Verifica	2,65	5,00	Verifica
4 - Viga 5	266,9	100,0	280,0	150,0	Verifica	2,95	5,00	Verifica

**Tabela 4.18 – Vigas: verificação da fendilhação.**

Devido às disposições construtivas presentes no EC8, relativas ao “capacity design”, observa-se, através da tabela 4.18, que os requisitos da fendilhação propostos pelo EC2 são facilmente verificados.

A verificação do estado limite de fendilhação, pela regulamentação europeia, obriga apenas ao cálculo da tensão nas armaduras de tração, concluindo-se que, para as pormenorizações adotadas os valores obtidos se situam entre os 200 e 300 MPa. A regulamentação nacional exige o cálculo da distância entre os varões longitudinais.

Modelo - Elemento	EC						REBAP/RSA		
	$\rho$ -	$(L/d)_{limite}$ -	$L$ m	$d_{real}$ m	$(L/d)_{real}$ -	Verificação	$l/h$ -	$20\eta$ -	Verificação
1 - Viga 1	0,010	17,00	5,00	0,40	12,53	Verifica	9,81	16,00	Verifica
2 - Viga 2	0,010	22,00	5,00	0,40	12,47	Verifica	8,27	16,00	Verifica
3 - Viga 3	0,005	26,00	5,00	0,40	12,41	Verifica	6,20	16,00	Verifica
4 - Viga 4	0,006	26,00	5,00	0,40	12,53	Verifica	6,20	16,00	Verifica
4 - Viga 5	0,004	26,00	5,00	0,40	12,51	Verifica	6,20	16,00	Verifica

**Tabela 4.19 – Vigas: verificação da deformação.**

A verificação do estado limite de deformação é efetuada de forma indireta, pelo EC, através da verificação da relação  $(L/d)_{real}$ , sendo os valores obtidos para as vigas dos diferentes modelos muito semelhante, como se verifica na tabela 4.19.

No que concerne ao REBAP/RSA a variação entre os valores da relação  $l/h$  estão relacionados com o vão equivalente da viga, que por sua vez depende do tipo de apoios.

A verificação aos SLS passa igualmente pela garantia das verificações impostas pelo EC8. De seguida apresenta-se, para cada tipo de sismo, a verificação para a direção X, tabelas 4.20 e 4.21.



Modelo	$h$ [m]	$d_e$ [m]	$q_d$ -	$d_s$ [m]	$d_r$ [m]	$v$ -	$dr.v$ [m]	$0,010.h$ [m]	Verificação $dr.v \leq 0,010.h$
3	3	0,013	1	0,013	0,013	0,5	0,007	0,03	Verifica
4 - Piso 1	3	0,014		0,014	0,014		0,007	0,03	Verifica
4 - Piso 2	3	0,028		0,028	0,014		0,007	0,03	Verifica

Tabela 4.20 – Sismo 1: verificação aos SLS pelo EC8, segundo a direção X.

Modelo	$h$ [m]	$d_e$ [m]	$q_d$ -	$d_s$ [m]	$d_r$ [m]	$v$ -	$dr.v$ [m]	$0,010.h$ [m]	Verificação $dr.v \leq 0,010.h$
3	3	0,007	1	0,007	0,007	0,5	0,003	0,03	Verifica
4 - Piso 1	3	0,007		0,007	0,007		0,003	0,03	Verifica
4 - Piso 2	3	0,013		0,013	0,007		0,003	0,03	Verifica

Tabela 4.21 – Sismo 2: verificação aos SLS pelo EC8, segundo a direção X.

Como se pode observar, das tabelas 4.20 e 4.21, a verificação pelo EC8 tem em conta os deslocamentos relativos entre pisos. Sendo os modelos semelhantes, o deslocamento obtido é similar, sendo a segurança verificada em todos os modelos. No entanto, os valores encontram-se próximos dos limites admissíveis, o que permite concluir que esta é uma condição que torna a regulamentação europeia mais exigente que a nacional.

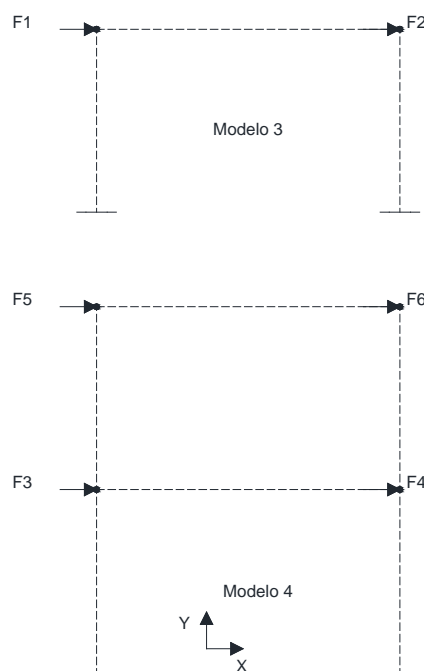
## 4.5 Resultados da Análise Não Linear

Dimensionados e pormenorizados os modelos, obedecendo às regras regulamentares, importa agora avaliar o nível de segurança associado às soluções encontradas. Para o efeito, procedeu-se à execução de análises não lineares dos modelos em estudo.

A análise não linear foi efetuada recorrendo ao programa de cálculo SOFISTIK. Nesta análise, os cálculos da estrutura (esforços, deslocamentos, etc.) foram efetuados separadamente para cada combinação.

A ação sísmica foi simulada, na análise não linear, por forças estáticas obtidas a partir dos resultados da análise dinâmica efetuada no dimensionamento. Para o efeito, procedeu-se à transformação dos esforços transversos, associados à análise linear, em forças horizontais aplicadas nos nós extremos dos pilares, com a direção correspondente à atuação do sismo

condicionante. Na figura 4.12 apresentam-se as forças e os pontos de aplicação em cada pórtico. As intensidades das forças da figura 4.12 encontram-se nas tabelas 4.22 e 4.23 para a regulamentação europeia e nacional, respetivamente, que serviram como ações nas análises não lineares efetuadas.



**Figura 4.12 – Forças e pontos de aplicação da ação sísmica na análise não linear.**

COMB	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	F4 [kN]	F5 [kN]	F6 [kN]
E1x_1	55,6	90,8	41,7	57,2	10,8	56,0
E1x_2	-90,8	-55,6	-57,2	-41,7	-56,0	-10,8
E1y_1	4,3	39,6	7,1	22,6	-12,6	32,6
E1y_2	-39,6	-4,3	-22,6	-7,1	-32,6	12,6
E2x_1	19,0	54,3	16,4	31,9	-5,5	39,7
E2x_2	-54,3	-19,0	-31,9	-16,4	-39,7	5,5
E2y_1	-6,6	28,6	-0,5	15,0	-17,5	27,7
E2y_2	-28,6	6,6	-15,0	0,5	-27,7	17,5

**Tabela 4.22 – EC: Forças estáticas equivalentes para a análise não linear.**

COMB	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	F4 [kN]	F5 [kN]	F6 [kN]
E1x_1	62,5	98,5	27,6	43,4	1,4	47,5
E1x_2	-98,5	-62,5	-43,4	-27,6	-47,5	-1,4
E1y_1	6,2	42,1	2,7	18,6	-15,7	30,3
E1y_2	-42,1	-6,2	-18,6	-2,7	-30,3	15,7
E2x_1	62,2	98,1	-39,2	55,0	8,7	54,7
E2x_2	-98,1	-62,2	-55,0	39,2	-54,7	-8,7
E2y_1	6,1	42,0	6,2	22,0	-13,5	32,5
E2y_2	-42,0	-6,1	-22,0	-6,2	-32,5	13,5

Tabela 4.23 – REBAP/RSA: Forças estáticas equivalentes para a análise não linear.

De seguida apresentam-se os fatores de rotura, as combinações condicionantes, os deslocamentos verticais e horizontais máximos e os respetivos coeficientes de comportamento (tabela 4.24).

Modelo	EC					REBAP/RSA				
	$\lambda$	COMB	$\delta_{\text{vertical}}$ mm	$\delta_{\text{horizontal}}$ mm	q -	$\lambda$	COMB	$\delta_{\text{vertical}}$ mm	$\delta_{\text{horizontal}}$ mm	$\eta$ -
1	1,119	SC	51,10	-	-	1,207	SC	50,10	-	-
2	1,314	SC	56,60	6,93	-	1,175	SC	43,50	6,28	-
3	1,197	E1x_1	14,10	37,00	3,30	0,965	E1x_1	8,60	26,40	2,00
4	0,826	E1x_2	8,75	67,60	3,90	0,768	E1x_1	7,65	43,50	3,50

Tabela 4.24 – Factores de rotura, descolamentos e coeficiente de comportamento.

Em primeiro lugar é necessário separar os modelos 1 e 2 dos modelos 3 e 4 pelo facto de estes dois últimos terem sido dimensionados à ação sísmica. E, como se pode observar pela tabela 4.24, os modelos 1 e 2 são condicionados pela combinação com a sobrecarga como variável base e os modelos 3 e 4 são condicionados pela combinação com o sismo como variável base, como expectável.

Para o modelo 1 a regulamentação nacional apresenta um fator superior ao da regulamentação europeia porque foi colocado mais armadura do que a necessária, possuindo assim, o modelo da regulamentação nacional, uma maior segurança em relação ao modelo da regulamentação europeia.

Para se entenderem os fatores obtidos para o modelo 2, é necessário analisar as armaduras de cálculo e as efetivas que foram adotadas. Recorrendo à tabela 4.12 a armadura de cálculo é de 6,98 cm<sup>2</sup> e de 7,70 cm<sup>2</sup>

para o EC e REBAP/RSA, respetivamente, sendo tal explicado pelo facto de a combinação do REBAP/RSA ser mais gravosa que a do EC. Por outro lado, as armaduras escolhidas são de  $8,04 \text{ cm}^2$  para ambas as regulamentações (recorrendo à tabela 4.13). Como o fator  $\lambda$  é aplicado às combinações e pelo facto de a diferença entre as armaduras de cálculo e escolhidas ser maior para o EC do que para o REBAP/RSA, é necessário um fator  $\lambda$  maior, o que implica maior carga, no EC do que no REBAP/RSA para que se atinja a rotura, sendo normal o fator do REBAP/RSA.

Relativamente aos modelos 3 e 4 existem três fatores que influenciam o fator  $\lambda$ . O primeiro são as combinações para cada uma regulamentação (para o sismo tem-se  $1,0G+1,0E+\psi_{2i}Q$ , pelo EC, e  $1,0G+1,5E+\psi_{2i}Q$ , pelo RSA/REBAP). O segundo refere-se aos coeficientes de comportamento, superiores para o EC face aos do RSA/REBAP, implicando menores esforços. O terceiro será o “capacity design”, mais concretamente a equação 4.29 do EC8-1, o que obriga à colocação de mais armadura nos pilares, possuindo maior resistência. De tal forma que é aceitável que os factores do EC sejam superiores aos do RSA/REBAP.

Analisando os fatores de uma forma genérica, estes são, em geral, superiores a 1,00 o que nos indica que a estrutura resiste à carga de projeto.

Uma análise detalhada à resposta destes modelos permite concluir que tal se deve ao facto de serem muito suscetíveis aos efeitos de 2ª ordem (mesmo tendo sido dimensionados tendo em conta estes efeitos), ou seja, possuírem grandes deslocamentos horizontais, o que acentua os respetivos momentos de 2ª ordem. Analisando o modelo 3N, verifica-se que resiste a 96,5% da carga de projeto, enquanto os modelos 4E e 4N resistem a 82,6% e 76,8%, respetivamente. Tendo em conta estes resultados, efetuaram-se os cálculos para o modelo 3E sem os efeitos de 2ª ordem (caso 1) e adicionando os efeitos de segunda ordem às extremidades (caso 2). Verificou-se que para o caso 1 a armadura de cálculo era exatamente a mesma (isto porque o momento de primeira ordem somado ao momento de segunda ordem, calculado de acordo com a equação 5.32 do EC2, é inferior ao momento da extremidade tendo o SAP2000 considerado o da extremidade para o

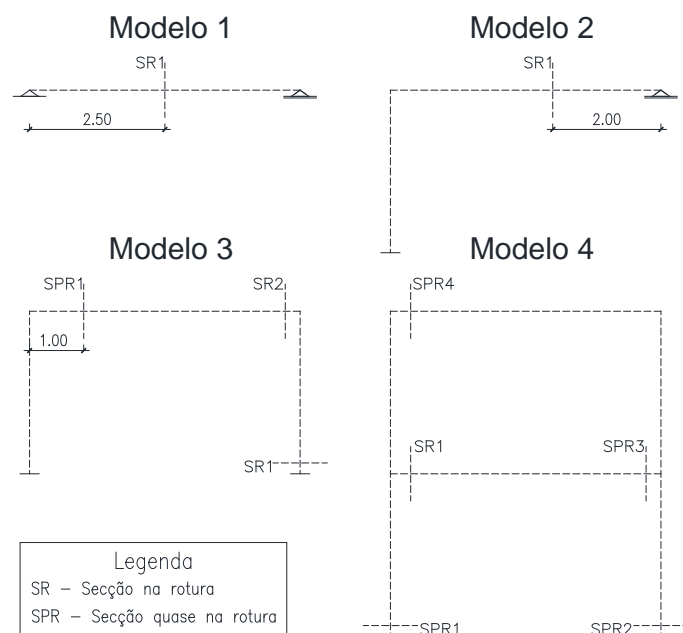
dimensionamento) e para o caso 2, apesar de o momento da extremidade ter sido superior, a armadura a considerar seria, novamente, exatamente a mesma devido à imposição que os pilares têm de resistir a momentos 30% superiores do que as vigas (equação 4.29 do EC8), pelo que, que em qualquer um dos casos, o fator  $\lambda$  do modelo 3E não iria alterar-se. Este resultado mostra que a modelação regulamentar dos efeitos de 2ª ordem não se pode considerar satisfatória, o que merece uma atenção particular por parte dos projetistas. Esta é uma área que carece, evidentemente, de maiores estudos.

Analisando os deslocamentos do EC e comparando-os com os do RSA/REBAP constata-se que estes são sempre superiores, pelo que as estruturas dimensionadas de acordo com os EC são mais dúcteis que as do RSA/REBAP.

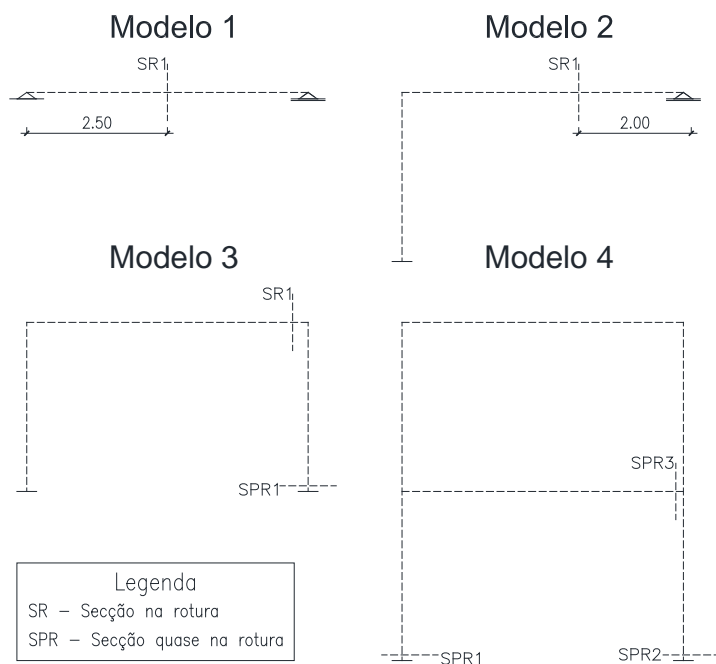
Refira-se que, segundo o Model Code 1990 (MC90) [2.38], num betão bem confinado é possível observar um aumento da tensão e da extensão de rotura, bem como da ductilidade. O programa de cálculo automático utilizado não tem em conta o efeito que a cintagem do betão provoca, pelo que os factores provenientes de uma análise não linear que tenha em conta este efeito seriam ainda superiores aos registados na tabela 4.24.

O MC90 [2.38] também refere que, para uma mesma percentagem de armadura e diferentes espaçamentos da armadura transversal, o betão da solução com menor espaçamento apresentará maior extensão na rotura. Ao analisarem-se os espaçamentos das armaduras transversais verifica-se que estes variam entre os 0,05 e 0,15 m, para o dimensionamento pelos EC, e de 0,20 m para o RSA/REBAP, pelo que se pode afirmar que as extensões do betão provenientes do EC seriam maiores que as do RSA/REBAP.

Seguidamente apresenta-se a localização das secções na rotura (SR) (aquelas em que os fatores enunciados na tabela 4.24 apresentam esforços iguais ao máximos resistentes), e das secções que se encontram próximas da rotura (SPR) (secções em que ocorreriam esforços iguais aos resistentes, em novo incremento de carga), figura 4.13 e 4.14.



**Figura 4.13 – Localização das secções que condicionam a rotura dos modelos dimensionados de acordo com o EC.**



**Figura 4.14 – Localização das secções que condicionam a rotura dos modelos dimensionados pelo REBAP/RSA.**

Como se pode concluir das figuras 4.13 e 4.14, os modelos dimensionados por ambas as regulamentações apresentam secções que atingem ou que estão próximas da rotura em localizações idênticas.

Para o modelo 1, como seria de esperar, a secção que atinge a rotura é a secção a meio vão (quer seja para a regulamentação europeia ou para a nacional).

O modelo 2, quer para a regulamentação europeia, quer para a nacional, apresenta uma SR devido a momento positivo, sendo expectável que no apoio formasse uma rótula plástica. No entanto, revelou-se com pequena capacidade de redistribuição de esforços, mesmo tendo a particularidade de os pilares não serem muito solicitados, devido ao facto de não terem sido dimensionados à ação sísmica.

O modelo 3E apresentou uma maior capacidade de redistribuição de esforços, conduzindo à formação de duas SR (uma no pilar, devido à interação dos esforços N-M, e a outra na viga, devido ao momento negativo), além de apresentar uma SPR para um momento positivo, pois a combinação condicionante é derivada da ação sísmica (provocando momentos positivos à esquerda e momentos negativos à direita). O modelo dimensionado de acordo com a regulamentação nacional apresentou apenas uma SR na viga (devido ao momento negativo) e uma SPR nos pilares, devido à interação dos esforços N-M. A menor capacidade de redistribuição de esforços condicionou o parâmetro de carga alcançado. Esta resposta está associada à necessidade de resistência a maiores cargas horizontais, no modelo dimensionado pelo REBAP/RSA, o que induz a ocorrência de maiores efeitos de 2ª ordem, traduzindo-se em menor capacidade de redistribuição da carga.

À semelhança do anterior, também o modelo 4E apresenta mais secções na rotura ou próximas da rotura: uma SR (devido a momento negativo) e quatro SPR (as duas primeiras encontram-se nos pilares, devido à interação N-M, a terceira e a quarta encontram-se nas vigas, devido a um momento positivo e a um momento negativo), sendo a combinação condicionante associada à ação sísmica, provocando momentos negativos à esquerda e momentos positivos à direita. Para o RSA/REBAP existem três SPR, duas devido à interação N-M e uma devido a um momento negativo. De igual forma o modelo 4E possui uma maior capacidade de redistribuição de esforços que o

modelo 4N, devido à quantidade de SR e SPR, aproveitando de uma melhor forma a armadura (inferior e superior) colocada em cada secção.

De seguida apresentam-se, na tabela 4.25, as extensões no betão e na armadura para ambas as regulamentações, nas secções que condicionaram a rotura dos modelos.

Modelo	EC			Modelo	REBAP/RSA		
	Secção	$\epsilon_c$ ‰	$\epsilon_s$ ‰		Secção	$\epsilon_c$ ‰	$\epsilon_s$ ‰
1	SR1	-2,48	6,35	1	SR1	-2,95	5,36
2	SR1	-2,16	5,81	2	SR1	-1,77	4,02
	SR2	-3,42	10,40		SR2	-2,79	8,40
3	SR1	-3,43	3,42	3	SR1	-1,45	2,41
	SR2	-3,02	8,78		SQR1	-3,08	2,54
	SQR1	-0,94	4,05	4	SQR1	-1,90	2,79
4	SR1	-2,77	7,19		SQR2	-2,35	2,89
	SQR1	-3,09	3,52		SQR3	-1,23	2,16
	SQR2	-2,58	3,67				
	SQR3	-0,66	2,48				
	SQR4	-1,26	3,53				

Tabela 4.25 – Extensões no betão e no aço.

A análise das extensões permite concluir que a rotura ocorre sempre pelo betão. Também é possível verificar que as extensões associadas aos modelos dimensionados de acordo com a regulamentação europeia são superiores aos da regulamentação nacional, indicando uma maior ductilidade das soluções e, conseqüentemente, uma maior capacidade de redistribuição de esforços.

## 4.6 Conclusão

Com base em todos os dados recolhidos ao longo deste capítulo podemos afirmar que a regulamentação europeia apresenta uma maior segurança em relação à regulamentação nacional. Isto deve-se ao facto do conceito do “capacity design”, presente no EC8, apesar das combinações da



regulamentação nacional serem mais gravosas que a da regulamentação europeia.

A regulamentação europeia também apresenta uma maior ductilidade e uma maior capacidade de redistribuição em comparação com a regulamentação nacional. A regulamentação nacional, além de possuir combinações mais gravosas que a europeia, também possui, no dimensionamento da armadura longitudinal das vigas, o  $f_{cd}$  maior que o  $f_{ck}$ , o que implica que apresente maior armadura longitudinal.

Os efeitos de 2ª ordem não são bem avaliados pelas regras simplificadas presentes em ambos os regulamentos, carecendo este assunto de um estudo mais cuidadoso e aprofundado.



## Capítulo 5 – Conclusões

---

### 5.1 Resumo do trabalho realizado

Neste último capítulo será efetuado um resumo dos principais assuntos desenvolvidos ao longo deste trabalho, assim como as principais conclusões. Também serão apresentadas algumas propostas para futuros trabalhos.

No início do presente trabalho foram enunciados dois objetivos: efetuar uma comparação do nível da segurança associada ao dimensionamento de estruturas de betão armado, de acordo com a regulamentação europeia e nacional, e contribuir para uma melhor informação dos projetistas.

Para tal, no Capítulo 2, apresentaram-se as diferenças, no dimensionamento, entre a regulamentação nacional e a europeia, destacando-se de entre elas as seguintes:

- Dimensionamento da armadura de esforço transversal, em que a regulamentação europeia não tem em conta a resistência do betão;
- Na caracterização da armadura mínima;
- Na quantificação dos efeitos de 2ª ordem;
- No cálculo da tensão do betão;
- Na verificação aos estados limite de encurvadura;
- Na quantificação das imperfeições geométricas;
- Na verificação da fendilhação e da deformação;

- No zonamento do território nacional;
- Na quantificação da ação sísmica (nomeadamente: coeficiente de comportamento, espectros de resposta, classe de ductilidade, etc.);
- Na verificação da inclusão ou não dos efeitos de 2ª ordem;
- O facto de na regulamentação nacional não existir uma verificação para os SLS no que se refere aos sismos, ao contrário dos EC;
- E, por fim, o efeito de “capacity design”, introduzido pela regulamentação europeia, que impõe critérios mais exigentes ao nível da pormenorização, da geometria e dos materiais estruturais.

No dimensionamento é necessário efetuar a comparação entre as ações e a resistência, existindo para o efeito dois métodos, como descrito no Capítulo 3, sendo que os regulamentos atuais recorrem à transformação das ações em efeitos de ação.

Ao dimensionar-se uma dada estrutura ou um elemento estrutural existem incertezas associadas, de entre as quais se distinguem: incertezas físicas, estatísticas, na modelação e devido a fatores humanos.

Para ter em conta estas incertezas, são utilizados coeficientes parciais de segurança para as ações e para os materiais, em que são majoradas as ações e minorados os materiais. A utilização destes coeficientes parciais visa alcançar os padrões de fiabilidade requeridos no projeto.

A metodologia utilizada para a análise da segurança no presente trabalho foi a preconizada pelo EC2, para os modelos dimensionados de acordo com ambas as regulamentações.

Para efetuar a análise da segurança, e como enunciado no Capítulo 3, é necessário efetuar uma análise não linear (física e geométrica). Esta análise foi efetuada recorrendo ao programa de cálculo automático SOFISTIK, de origem alemã, sendo que foi necessário adaptá-lo às metodologias regulamentares, designadamente:

- No coeficiente que tem em conta os efeitos a longo prazo na resistência à compressão,  $\alpha_{cc}$ ;
- No parâmetro  $k$  da equação 3.14 do EC2;
- No valor da tensão de cedência do aço.

No cálculo da análise não linear foi necessário definir o número de iterações para atingir a rotura, bem como o número de iterações para a convergência energética, tendo-se concluído serem suficientes 30 e 300 iterações, respetivamente.

Para alcançar os objetivos a que o trabalho se propunha, foi estabelecido, no Capítulo 4, um conjunto de 4 modelos de estruturas de betão armado, cujo estudo passou:

- Pelo dimensionamento, na observância das regras regulamentares estabelecidas nos EC e no REBAP/RSA;
- Na posterior análise não linear, das soluções obtidas, de forma a avaliar o nível de segurança alcançado.

Da análise não linear verificou-se que os modelos 1 e 2, quer seja da regulamentação nacional ou europeia, bem como o modelo 3 da regulamentação europeia conseguiram atingir factores de carga superiores a 1,0. Em contrapartida o modelo 4, da regulamentação europeia e nacional e o modelo 3 da regulamentação nacional não permitiram aplicar a totalidade da carga de projeto. A razão detetada para a não verificação da segurança prende-se com o facto de serem estruturas muito suscetíveis aos efeitos de 2ª ordem, concluindo que a avaliação dos seus efeitos pelos métodos simplificados regulamentares, não é suficiente.

Salienta-se o facto de os efeitos de 2ª ordem não serem adicionados às extremidades do elemento, o que por vezes implica que o momento total (soma dos momentos de 1ª e 2ª ordem) seja inferior aos momentos que se encontram nas extremidades. De tal forma, e para uma melhor caracterização dos efeitos de 2ª ordem, sugere-se que estes devem de ser adicionados às extremidades, juntamente com as imperfeições geométricas.

No que concerne à pormenorização dos elementos estruturais, em termos de armadura longitudinal (superior ou inferior), e no que diz respeito às vigas, são muito similares, apresentando a regulamentação nacional, de uma forma geral, valores superiores aos da regulamentação europeia. Relativamente à armadura longitudinal dos pilares, para a regulamentação europeia esta é sempre superior à da regulamentação nacional, devido às restrições impostas pelo EC8.

Em relação à armadura transversal da regulamentação europeia, quer seja para vigas ou pilares, é sempre superior à da regulamentação nacional. Isto porque, apesar das armaduras de cálculo serem similares entre as regulamentações, é necessário obedecer às restrições de espaçamentos presentes no EC8, o que implica a colocação de mais armadura transversal nas zonas dos nós pilar-viga. Também a extensão em que se deve colocar essa mesma armadura, a chamada zona crítica, é significativa, aumentando novamente a quantidade de armadura a colocar.

Também foi possível concluir que os modelos dimensionados pela regulamentação europeia apresentam maior ductilidade que os dimensionados pela regulamentação nacional, e que a rotura para qualquer um dos modelos é condicionada pelo betão.

## 5.2 Desenvolvimentos futuros

Derivado ao tempo limitado para a execução do presente trabalho é normal que alguns aspetos em estudo não tenham sido devidamente aprofundados. Nesse sentido, como desenvolvimentos futuros pode referir-se:

- Dimensionamento de estruturas de diferentes geometrias (nomeadamente: com alturas maiores, larguras maiores, utilização de estruturas em três dimensões, diferentes vãos, etc.);
- Dimensionamento de outras secções transversais usuais em edifícios (secções em T, U, pilar retangular, etc.);

- Aplicação desta metodologia a estruturas mistas e a estruturas metálicas;
- Aplicação desta metodologia a obras de arte especiais (pontes, barragens, túneis, etc.);
- Utilização de diferentes classes de ductilidade;
- Utilização de diferentes zonas sísmicas.





## Bibliografia

---

### Capítulo 2

[2.1] Gulvanessian, H; Calgaro, J-A; Holicky, M, *Designers' Guide to EN 1990*, 1<sup>st</sup> edition. London: Thomas Telford, 2002, pp. 1-205.

[2.2] Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas, NP EN 1990, 2009.

[2.3] Eurocódigo 1 – Ações em estruturas Parte 1-1: Ações gerais, pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, NP EN 1991-1-1, 2009.

[2.4] Eurocódigo 1 – Ações em estruturas Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, NP EN 1991-1-4, 2010.

[2.5] Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, NP EN 1992-1-1, 2010.

[2.6] Narayanan, R.S.; Beeby, A., *Designers' Guide to En1992-1-1 and EN1992-1-2*, 1<sup>st</sup> edition. London: Thomas Telford, 2005, pp. 1-234.

[2.7] Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios, NP EN 1998-1, 2010.

[2.8] Fardis, Michael N., *et al.*, *Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5*, 1<sup>st</sup> edition. London: Thomas Telford, 2005, pp. 1-288.

[2.9] Elghazouli, Ahmed Y., *Seismic Design of Buildings to Eurocode 8*, 1<sup>st</sup> edition. London: Spon Press, 2009, pp. 1-335.

[2.10] Concrete Frame Design Manual: Eurocode 2-2004 with Eurocode 8-2004 For SAP2000, Computer & Structures INC, Berkeley, California, 2011, pp. 1-110.

[2.11] Lopes, H., “Comparação do Eurocódigo 8 com o RSA/REBAP Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado”, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2007.

[2.12] Lopes, M., *et al.*, *Sísmos e Edifícios*, 1<sup>st</sup> edition. Lisboa: Edições Orion, 2008, pp. 1-760.

[2.13] Romãozinho, M., “DIMENSIONAMENTO PARA A ACÇÃO SÍSMICA DO EC8”, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.

[2.14] RSA, “*Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*”, Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de maio, Porto Editora, 2005.

[2.15] REBAP, “*Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*”, Decreto-Lei n.º349-c/83, de 30 de julho e Decreto-Lei n.º128/99, de 21 de abril, Porto Editora, 2004.

[2.16] Brito, J.; Gomes, A., *Análise comparativa da Aplicação do REBAP e do Eurocódigo 8 a Estruturas Reticuladas de Betão Armado*, Lisboa.

[2.17] Gomes, N., “Adaptação dos critérios de dimensionamento do REBAP para o EC2 no PAC-Pórticos”, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2011.

[2.18] W. Wangsadinata, “CAPACITY DESIGN, A CONCEPT TO ENSURE SEISMIC RESISTANCE OF BUILDING STRUCTURES,” in *First National Conference on Earthquake Engineering*, 1999, pp. 1–22.

[2.19] J. Appleton and P. França, “IMPLEMENTAÇÃO DO EUROCÓDIGO 2 – (EN1992-1) EM PORTUGAL. COMPARAÇÃO COM O REBAP,” Lisboa.

[2.20] Pipa, M., “NP EN 1990:2009 Eurocódigo: Bases para o projecto de estruturas”, Seminário “Eurocódigos Estruturais: o início da sua aplicação em Portugal”, LNEC, Porto, 2010.

[2.21] Pipa, M., “NP EN 1991-1-1:2009 Eurocódigo 1: Acções em estruturas Parte 1-1: Acções gerais, pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”, Seminário “Eurocódigos Estruturais: o início da sua aplicação em Portugal”, LNEC, Porto, 2010.

[2.22] Mendes, P., “Eurocódigo 1 – Acções em estruturas Parte 1-4: Acções gerais – Acções do vento”, Seminário “Eurocódigos Estruturais: o início da sua aplicação em Portugal”, LNEC, Porto, 2010.

[2.23] Appleton, J., “Eurocódigo 2 – NP EN1992-1-1 Projecto de Estruturas de Betão”, Seminário “Eurocódigos Estruturais: o início da sua aplicação em Portugal”, LNEC, Porto, 2010.

[2.24] Vinagre, J., “Folhas da cadeira de Dimensionamento de Estruturas: Efeitos de 2ª ordem em estruturas de betão armado”, Disciplina de Dimensionamento de Estruturas, Escola Superior de Tecnologia do Barreiro/IPS, 2010/2011.

[2.25] Brito, J.; Lopes, M., “EUROCODE 8 and Structural Analysis – Methods and Models”, Magazine Engineering Modeling, Croatia, 1998.

[2.26] Pipa, M., “Evolução da Regulamentação de Estruturas em Portugal”, Encontro Técnico-Científico “O Papel dos Laboratórios de Estado na Investigação e Desenvolvimento em Engenharia Civil no Âmbito da CPLP”, LNEC, Lisboa, 2009.

[2.27] Marchão, C.; Appleton, J., “Folhas de Apoio às Aulas de Estruturas de Betão I: Módulo 1 – Introdução ao comportamento das estruturas de betão armado”; Instituto Superior Técnico, 2008/2009.

[2.28] Marchão, C.; Appleton, J., “Folhas de Apoio às Aulas de Estruturas de Betão I: Módulo 3 – Verificação do comportamento em serviço”; Instituto Superior Técnico, 2008/2009.

[2.29] Marchão, C.; Appleton, J., “Folhas de Apoio às Aulas de Estruturas de Betão I: Módulo 5 – Verificação da segurança aos estados limites últimos de elementos com esforço axial não desprezável”; Instituto Superior Técnico, 2008/2009.

[2.30] General principles on reliability for structures, ISO 2394, 1998.

[2.31] Bases for design of structures – Notations – General symbols, ISO 3898, 1997.

[2.32] General principles on reliability for structures – List of equivalent terms, ISO 8930, 1987.

[2.33] Hassoun, M.; Manaseer, A., *Structural Concrete: Theory and Design*, Fourth ed. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc, 2008, pp. 1-931.

[2.34] Pike, D., *et al*, Manual for the design of concrete buildings structures to Eurocode 2. London: The Institution of Structural Engineers, 2006, pp. 1-158.

[2.35] Bangash, M., *Structural detailing in concrete*, 2nd ed. London: Thomas Telford, 2003, pp. 1-469.

[2.36] Bond, A., *et al*, How to Design Concrete Structures using Eurocode 2. London: The Concrete Center, 2006, pp. 1-104.

[2.37] Andrade, M., “IMPACTO DA ACÇÃO SÍSMICA PREVISTA NO EUROCÓDIGO 8 NO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS”, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2008.

[2.38] CEB-FIP Model Code 1990 – Design Code, CEB-FIP MC90, 1993.

### Capítulo 3

[3.1] Vinagre, J., “Avaliação dos Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios de Betão Armado”, Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, 1997.

[3.2] Henriques, A.; Calheiros, F.; Figueiras, J., “APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE FIABILIDADE NA AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA

ESTRUTURAL”, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1996.

[3.3] Henriques, A., “APLICAÇÃO DE NOVOS CONCEITOS DE SEGURANÇA NO DIMENSIONAMENTO DO BETÃO ESTRUTURAL”, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1998.

[3.4] Carvalho, L.; “AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO, INCLUINDO EFEITOS DE 2ª ORDEM, DIMENSIONADAS DE ACORDO COM O EC2”, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2008.

[3.5] ASE: General Static Analysis of Finite Element Structures, Sofistik AG, Oberschleissheim, 2011, pp. 1-285.

[3.6] Plain, reinforced and prestressed concrete structures – Part 1: Design and construction, DIN 1045-1, 2001.

[3.7] Laranja, R., “AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTE DE BETÃO ARMADO”, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2002.

[3.8] Lopes, B., “AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES”, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2009.

[3.9] Veiga, J., “Métodos de Análise das Incertezas na Verificação da Segurança Estrutural em Engenharia Civil”, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2008.

[3.10] Guerreiro, L., “Apontamentos da Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica: Introdução à Fiabilidade Estrutural”, Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica, Instituto Superior Técnico, 1999.

[3.11] Vinagre, J., “Betão Estrutural I”, Disciplina de Betão Estrutural I, Escola Superior de Tecnologia do Barreiro/IPS, 2004/2005.

[3.12] Lemaire, M., *Structural Reliability*, 1<sup>st</sup> ed. London: ISTE Ltd, 2009, pp. 1-511.

[3.13] Modarres, M.; Kaminskiy, M.; Krivtsov, V., *Reability Engineering and Risk Analysis*. New York: Marcel Dekker, Inc, 1999, pp. 1-565.

[3.14] Marques, S., “ANÁLISE NÃO LINEAR FÍSICA E GEOMÉTRICA DE PÓRTICOS ESPACIAIS”, Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1990.

[3.15] Corelhano, A., “Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado”, Tese de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

[3.16] Azevedo, A., “Análise não Linear de Estruturas Planas de Betão Armado”, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1985.

## **ANEXO**





**Ação do vento:**

Nas tabelas que se seguem apresentam-se os cálculos associados à ação do vento, para os modelos 3E, 4E, 3N e 4N e para todas as direções. A opção pela apresentação em anexo, destes cálculos indispensáveis à correta definição da ação, teve como objetivo simplificar a descrição do texto da dissertação. Na tabela, apresentam-se os valores adotados ou resultantes da aplicação das expressões regulamentares, para as estruturas em análise, para as seguintes grandezas: valor básico da velocidade de referência do vento ( $v_{b,0}$ ), coeficiente de direção ( $c_{dir}$ ), coeficiente de sazão ( $c_{season}$ ), valor de referência da velocidade do vento ( $v_b$ ), coeficiente de orografia ( $c_0(z)$ ), coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade ( $k_r$ ), coeficiente de rugosidade ( $c_r(z)$ ), velocidade média do vento a uma altura  $z$  acima do solo ( $v_m(z)$ ), intensidade de turbulência à altura  $z$  ( $I_v$ ), pressão dinâmica de referência ( $q_b$ ), coeficiente de exposição ( $c_e$ ), pressão dinâmica de pico ( $q_p(z_e=h)$ ), coeficientes de pressão exterior para as várias fachadas ( $c_{pe}$  e  $c_{pi}$ ), pressão exercida pelo vento em superfícies exterior e interior nas diversas fachadas ( $w_e$  e  $w_i$ ), coeficiente estrutural ( $c_s d_s$ ), forças exteriores e interiores exercidas pelo vento nas diversas fachadas ( $F_{w,e}$  e  $F_{w,i}$ ) e respectivas áreas das fachadas ( $A_{ref}$ ).

Modelo	Direção	$v_{b,0}$ [m/s]	$c_{dir}$	$c_{season}$	$v_b$ [m/s]	$c_0(z)$	$k_r$	$c_r(z)$	$v_m(z)$ [m/s]	$k_l$	$I_v$	$q_b$	$c_e$	$q_p(z_e=h)$
3E	90, 180	30,0	1,0	1,0	30,0	1,0	0,22	0,71	21,2	1,0	0,31	0,56	1,57	0,88
4E	0, 90, 180	30,0	1,0	1,0	30,0	1,0	0,22	0,71	21,2	1,0	0,30	0,56	1,57	0,88

Modelo	Direção	$c_{pe,A}$	$c_{pe,B}$	$c_{pe,D}$	$c_{pe,E}$	$c_{pi,A}$	$c_{pi,B}$	$c_{pi,D}$	$c_{pi,E}$
3E	90, 180	-1,20	-0,80	0,75	-0,39	0,20	0,20	-0,30	0,20
4E	0, 90, 180	-1,20	-0,80	0,80	-0,51	0,20	0,20	-0,30	0,20

Modelo	Direção	$w_{e,A}$	$w_{e,B}$	$w_{e,D}$	$w_{e,E}$	$w_{i,A}$	$w_{i,B}$	$w_{i,D}$	$w_{i,E}$
3E	90, 180	1,10	0,70	0,66	0,35	0,18	0,18	0,26	0,18
4E	0, 90, 180	1,10	0,71	0,71	0,45	0,18	0,18	0,26	0,18

Modelo	Direção	$c_s d_s$	$A_{ref,A}$	$A_{ref,B}$	$A_{ref,D}$	$A_{ref,E}$	$F_{w,e A}$	$F_{w,e B}$	$F_{w,e (D+E)}$
3E	90, 180	1,0	3,0	12,0	15,0	15,0	3,2	8,5	15,1
4E	0, 90, 180	1,0	6,0	24,0	30,0	30,0	6,3	16,9	34,6

Modelo	Direção	$A_{ref,A}$	$A_{ref,B}$	$A_{ref,D}$	$A_{ref,E}$	$F_{w,i A}$	$F_{w,i B}$	$F_{w,i (D+E)}$
3E	90, 180	3,0	12,0	15,0	15,0	0,5	2,1	6,6
4E	0, 90, 180	6,0	24,0	30,0	30,0	1,1	4,2	13,2

Da mesma forma apresenta-se para a regulamentação nacional a altura da estrutura ( $h$ ), a pressão dinâmica ( $w_k$ ), os coeficientes de pressão exteriores ( $\delta_{pe}$ ), coeficientes de forma ( $p_e$ ), as áreas das fachadas ( $A$ ) e as forças exteriores resultantes da pressão do vento ( $Fe$ ).

Modelo	Direção	$h$ [m]	$w_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\delta_{pe,A}$	$\delta_{pe,B}$	$\delta_{pe,C}$	$\delta_{pe,D}$	$p_{e,A}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$p_{e,B}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$p_{e,C}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$p_{e,D}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
3N	0, 90	3,0	0,84	0,70	-0,25	-0,60	-0,60	0,59	-0,21	-0,50	-0,50
4N	0, 90	6,0	0,84	0,70	-0,25	-0,60	-0,60	0,59	-0,21	-0,50	-0,50

Modelo	Direção	$A_A$ [m]	$A_B$ [m]	$A_C$ [m]	$A_D$ [m]	$Fe_A$ [kN]	$Fe_B$ [kN]	$Fe_C$ [kN]	$Fe_D$ [kN]	$Fe_X$ [kN]	$Fe_Y$ [kN]
3N	0, 90	15,0	15,0	15,0	15,0	8,8	-3,2	-7,6	-7,6	16,4	0,0
4N	0, 90	30,0	30,0	30,0	30,0	17,6	-6,3	-15,1	-15,1	23,9	0,0

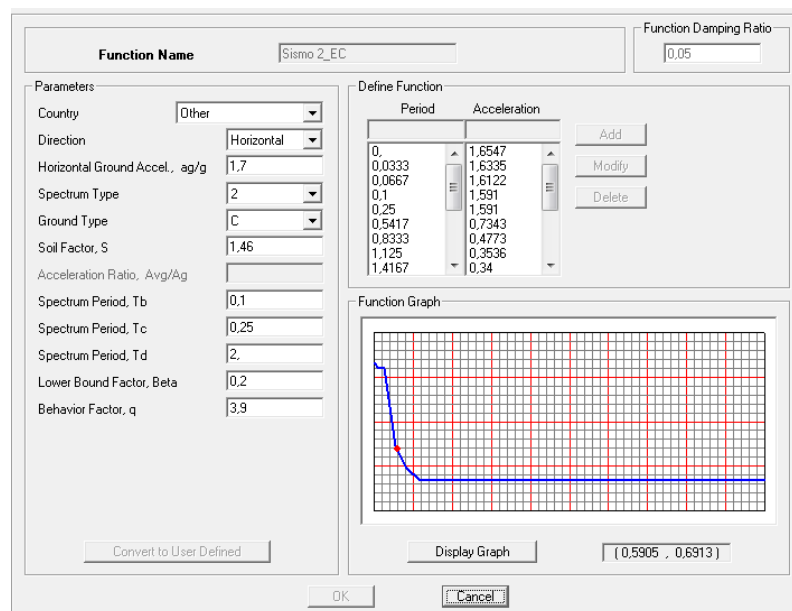
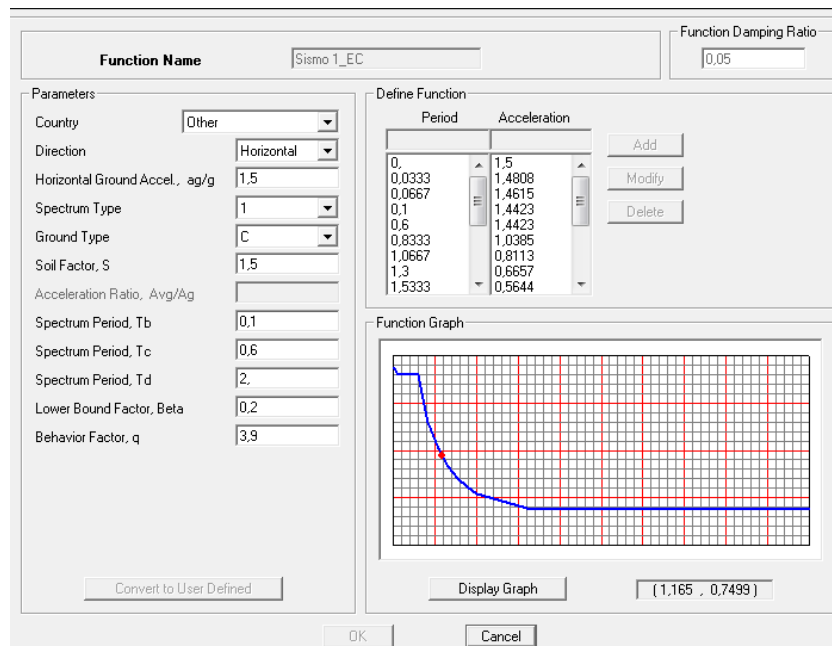
## Ação sísmica:

De seguida apresenta-se o coeficiente de comportamento utilizado para o modelo 4E, bem como os espectros de resposta utilizados na análise linear para a regulamentação europeia e nacional.

$\alpha_u/\alpha_1$	1,30
$q_0$	3,90
$k_w$	1,00
$q$	3,90

O valor  $\alpha_u/\alpha_1$  representa o factor de majoração de edifícios de vários pisos e sistemas porticados,  $q_0$  representa o valor básico do coeficiente de comportamento,  $k_w$  tem em conta o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes e  $q$  representa o coeficiente de comportamento.

## Espetros de resposta para o modelo 4E:



## Avaliação da Segurança de Estruturas de Betão Armado

---

Espectros de resposta para os modelos 3N e 4N:

Zona A Tipo II Sismo 1		Zona A Tipo II Sismo 2	
0,04	1,791	0,04	1,185
0,045	2,056	0,045	1,275
0,05	2,609	0,05	1,471
0,055	3,146	0,055	1,729
0,06	3,404	0,06	1,944
0,07	3,683	0,07	2,182
0,08	3,948	0,08	2,267
0,09	4,091	0,09	2,291
0,1	4,138	0,1	2,287
0,12	4,101	0,12	2,27
0,14	4,075	0,14	2,339
0,16	4,146	0,16	2,391
0,18	4,165	0,18	2,397
0,2	4,124	0,2	2,377
0,25	3,9	0,25	2,346
0,3	3,589	0,3	2,417
0,4	3,002	0,4	2,394
0,5	2,59	0,5	2,351
0,8	1,746	0,8	2,363
1,0	1,426	1,0	2,156
2,0	0,635	2,0	1,06
3,0	0,377	3,0	0,655
4,0	0,255	4,0	0,459
5,0	0,186	5,0	0,345
10,0	0,115	10,0	0,103

Estes espetros de resposta foram importados para o SAP2000.

**Dimensionamento EC2:**

De seguida apresenta-se o dimensionamento dos pilares, de acordo com a regulamentação europeia. Na tabela, apresentam-se os esforços axiais (P), transversos (V2) e fletores (M3) obtidos do programa SAP2000, bem como o respetivo cálculo da armadura longitudinal para todas as combinações e todos os modelos.

Modelo - Elemento	L [m]	Combinação	P [kN]	V2 [kN]	M3 [kNm]
2 - P1	0,0	COMB_G+SC	-763,4	0,0	40,5
	1,5	COMB_G+SC	-757,1	0,0	40,4
	3,0	COMB_G+SC	-750,9	0,0	40,4
3 - P2=P3	0,0	COMB_G+SC	-757,0	-27,5	61,3
	1,5	COMB_G+SC	-750,8	-27,5	61,3
	3,0	COMB_G+SC	-744,6	-27,5	61,3
	0,0	COMB_SC+E1x	-389,1	55,5	-147,3
	1,5	COMB_SC+E1x	-384,6	55,5	-147,3
	3,0	COMB_SC+E1x	-380,0	55,5	-147,3
	0,0	COMB_SC+E1x	-462,9	-90,8	-147,3
	1,5	COMB_SC+E1x	-458,3	-90,8	-147,3
	3,0	COMB_SC+E1x	-453,7	-90,8	-147,3
	0,0	COMB_SC+E1y	-415,0	4,3	63,3
	1,5	COMB_SC+E1y	-410,4	4,3	63,3
	3,0	COMB_SC+E1y	-405,8	4,3	63,3
	0,0	COMB_SC+E1y	-437,1	-39,5	63,3
	1,5	COMB_SC+E1y	-432,5	-39,5	63,3
	3,0	COMB_SC+E1y	-427,9	-39,5	63,3
	0,0	COMB_SC+E2x	-407,6	19,0	84,9
	1,5	COMB_SC+E2x	-403,0	19,0	84,9
	3,0	COMB_SC+E2x	-398,4	19,0	84,9
	0,0	COMB_SC+E2x	-444,5	-54,2	84,9
	1,5	COMB_SC+E2x	-439,9	-54,2	84,9
	3,0	COMB_SC+E2x	-435,3	-54,2	84,9
	0,0	COMB_SC+E2y	-420,5	-6,6	49,5
	1,5	COMB_SC+E2y	-415,9	-6,6	49,5
	3,0	COMB_SC+E2y	-411,3	-6,6	49,5
	0,0	COMB_SC+E2y	-431,6	-28,6	49,5
	1,5	COMB_SC+E2y	-427,0	-28,6	49,5
	3,0	COMB_SC+E2y	-422,4	-28,6	49,5

## Avaliação da Segurança de Estruturas de Betão Armado

Modelo - Elemento	L [m]	$\mu$	$\nu$	$d_1$ [m]	$\lambda_x$	$\omega_{total}$	$A_{sl,total}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sl1}=A_{sl2}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sl,m\acute{a}x}$ [cm <sup>2</sup> ]
2 - P1	0,0	0,071	-0,467	0,050	0,357	-0,149	0,00	0,00	0,00
	1,5	0,071	-0,464	0,050	0,357	-0,148	0,00	0,00	
	3,0	0,071	-0,460	0,050	0,357	-0,148	0,00	0,00	
3 - P2=P3	0,0	0,107	-0,463	0,050	0,357	-0,047	0,00	0,00	8,86
	1,5	0,107	-0,460	0,050	0,357	-0,047	0,00	0,00	
	3,0	0,107	-0,456	0,050	0,357	-0,046	0,00	0,00	
	0,0	0,258	-0,238	0,050	0,357	0,468	17,57	8,79	
	1,5	0,258	-0,235	0,050	0,357	0,470	17,64	8,82	
	3,0	0,258	-0,233	0,050	0,357	0,472	17,72	8,86	
	0,0	0,258	-0,283	0,050	0,357	0,438	16,44	8,22	
	1,5	0,258	-0,281	0,050	0,357	0,439	16,49	8,25	
	3,0	0,258	-0,278	0,050	0,357	0,441	16,55	8,28	
	0,0	0,111	-0,254	0,050	0,357	0,045	1,69	0,85	
	1,5	0,111	-0,251	0,050	0,357	0,047	1,77	0,88	
	3,0	0,111	-0,248	0,050	0,357	0,049	1,84	0,92	
	0,0	0,111	-0,268	0,050	0,357	0,036	1,35	0,68	
	1,5	0,111	-0,265	0,050	0,357	0,038	1,42	0,71	
	3,0	0,111	-0,262	0,050	0,357	0,040	1,49	0,75	
	0,0	0,149	-0,250	0,050	0,357	0,154	5,79	2,89	
	1,5	0,149	-0,247	0,050	0,357	0,156	5,86	2,93	
	3,0	0,149	-0,244	0,050	0,357	0,158	5,92	2,96	
	0,0	0,149	-0,272	0,050	0,357	0,139	5,22	2,61	
	1,5	0,149	-0,269	0,050	0,357	0,141	5,28	2,64	
	3,0	0,149	-0,267	0,050	0,357	0,142	5,34	2,67	
	0,0	0,087	-0,257	0,050	0,357	-0,025	0,00	0,00	
	1,5	0,087	-0,255	0,050	0,357	-0,023	0,00	0,00	
	3,0	0,087	-0,252	0,050	0,357	-0,021	0,00	0,00	
	0,0	0,087	-0,264	0,050	0,357	-0,029	0,00	0,00	
	1,5	0,087	-0,261	0,050	0,357	-0,028	0,00	0,00	
	3,0	0,087	-0,259	0,050	0,357	-0,026	0,00	0,00	

Modelo - Elemento	L [m]	Combinação	P [kN]	V2 [kN]	M3 [kNm]
4 - P4=P5	0,0	COMB_G+SC	-1514,0	-12,1	35,6
	1,5	COMB_G+SC	-1507,8	-12,1	35,6
	3,0	COMB_G+SC	-1501,6	-12,1	35,5
	0,0	COMB_SC+E1x	-772,2	56,9	-135,1
	1,5	COMB_SC+E1x	-767,6	56,9	-135,0
	3,0	COMB_SC+E1x	-763,0	56,9	-135,0
	0,0	COMB_SC+E1x	-932,0	-72,5	-135,1
	1,5	COMB_SC+E1x	-927,4	-72,5	-135,0
	3,0	COMB_SC+E1x	-922,8	-72,5	-135,0
	0,0	COMB_SC+E1y	-828,1	11,6	-43,8
	1,5	COMB_SC+E1y	-823,6	11,6	-43,8
	3,0	COMB_SC+E1y	-819,0	11,6	-43,8
	0,0	COMB_SC+E1y	-876,1	-27,1	-43,8
	1,5	COMB_SC+E1y	-871,5	-27,1	-43,8
	3,0	COMB_SC+E1y	-866,9	-27,1	-43,8
	0,0	COMB_SC+E2x	-814,4	24,4	69,9
	1,5	COMB_SC+E2x	-809,8	24,4	69,8
	3,0	COMB_SC+E2x	-805,2	24,4	69,6
	0,0	COMB_SC+E2x	-889,8	-39,9	69,9
	1,5	COMB_SC+E2x	-885,2	-39,9	69,8
	3,0	COMB_SC+E2x	-880,6	-39,9	69,6
	0,0	COMB_SC+E2y	-840,8	1,8	27,1
	1,5	COMB_SC+E2y	-836,2	1,8	27,1
	3,0	COMB_SC+E2y	-831,6	1,8	27,1
	0,0	COMB_SC+E2y	-863,4	-17,4	27,1
	1,5	COMB_SC+E2y	-858,8	-17,4	27,1
	3,0	COMB_SC+E2y	-854,2	-17,4	27,1

## Avaliação da Segurança de Estruturas de Betão Armado

Modelo - Elemento	L [m]	$\mu$	$\nu$	$d_1$ [m]	$\lambda_x$	$\omega_{total}$	$A_{sl,total}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sl1}=A_{sl2}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sl,m\acute{a}x}$ [cm <sup>2</sup> ]
4 - P4=P5	0,0	0,062	-0,927	0,050	0,357	0,274	10,28	5,14	6,52
	1,5	0,062	-0,923	0,050	0,357	0,278	10,43	5,21	
	3,0	0,062	-0,919	0,050	0,357	0,281	10,57	5,29	
	0,0	0,236	-0,473	0,050	0,357	0,313	11,75	5,87	
	1,5	0,236	-0,470	0,050	0,357	0,312	11,72	5,86	
	3,0	0,236	-0,467	0,050	0,357	0,311	11,69	5,84	
	0,0	0,236	-0,571	0,050	0,357	0,347	13,03	6,52	
	1,5	0,236	-0,568	0,050	0,357	0,345	12,98	6,49	
	3,0	0,236	-0,565	0,050	0,357	0,344	12,92	6,46	
	0,0	0,077	-0,507	0,050	0,357	-0,140	0,00	0,00	
	1,5	0,077	-0,504	0,050	0,357	-0,139	0,00	0,00	
	3,0	0,077	-0,501	0,050	0,357	-0,139	0,00	0,00	
	0,0	0,077	-0,536	0,050	0,357	-0,141	0,00	0,00	
	1,5	0,077	-0,534	0,050	0,357	-0,141	0,00	0,00	
	3,0	0,077	-0,531	0,050	0,357	-0,141	0,00	0,00	
	0,0	0,122	-0,499	0,050	0,357	-0,008	0,00	0,00	
	1,5	0,122	-0,496	0,050	0,357	-0,008	0,00	0,00	
	3,0	0,122	-0,493	0,050	0,357	-0,009	0,00	0,00	
	0,0	0,122	-0,545	0,050	0,357	-0,005	0,00	0,00	
	1,5	0,122	-0,542	0,050	0,357	-0,006	0,00	0,00	
	3,0	0,122	-0,539	0,050	0,357	-0,007	0,00	0,00	
	0,0	0,047	-0,515	0,050	0,357	-0,225	0,00	0,00	
	1,5	0,047	-0,512	0,050	0,357	-0,225	0,00	0,00	
	3,0	0,047	-0,509	0,050	0,357	-0,224	0,00	0,00	
	0,0	0,047	-0,529	0,050	0,357	-0,227	0,00	0,00	
	1,5	0,047	-0,526	0,050	0,357	-0,227	0,00	0,00	
	3,0	0,047	-0,523	0,050	0,357	-0,227	0,00	0,00	



Modelo - Elemento	L [m]	Combinação	P [kN]	V2 [kN]	M3 [kNm]
4 - P6=P7	0,0	COMB_G+SC	-757,0	-35,2	64,9
	1,5	COMB_G+SC	-750,8	-35,2	64,8
	3,0	COMB_G+SC	-744,6	-35,2	64,8
	0,0	COMB_SC+E1x	-395,9	21,6	115,8
	1,5	COMB_SC+E1x	-391,3	21,6	115,8
	3,0	COMB_SC+E1x	-386,7	21,6	115,7
	0,0	COMB_SC+E1x	-456,2	-66,7	115,8
	1,5	COMB_SC+E1x	-451,6	-66,7	115,8
	3,0	COMB_SC+E1x	-447,0	-66,7	115,7
	0,0	COMB_SC+E1y	-417,0	-9,3	60,4
	1,5	COMB_SC+E1y	-412,4	-9,3	60,4
	3,0	COMB_SC+E1y	-407,8	-9,3	60,4
	0,0	COMB_SC+E1y	-435,1	-35,8	60,4
	1,5	COMB_SC+E1y	-430,5	-35,8	60,4
	3,0	COMB_SC+E1y	-425,9	-35,8	60,4
	0,0	COMB_SC+E2x	-411,0	0,5	78,3
	1,5	COMB_SC+E2x	-406,4	0,5	78,3
	3,0	COMB_SC+E2x	-401,8	0,5	78,3
	0,0	COMB_SC+E2x	-441,1	-45,6	78,3
	1,5	COMB_SC+E2x	-436,5	-45,6	78,3
	3,0	COMB_SC+E2x	-431,9	-45,6	78,3
	0,0	COMB_SC+E2y	-421,5	-15,6	52,3
	1,5	COMB_SC+E2y	-416,9	-15,6	52,2
	3,0	COMB_SC+E2y	-412,3	-15,6	52,2
	0,0	COMB_SC+E2y	-430,6	-29,5	52,3
	1,5	COMB_SC+E2y	-426,0	-29,5	52,2
	3,0	COMB_SC+E2y	-421,4	-29,5	52,2

## Avaliação da Segurança de Estruturas de Betão Armado

Modelo - Elemento	L [m]	$\mu$	$\nu$	$d_1$ [m]	$\lambda_x$	$\omega_{total}$	$A_{sl,total}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sl1}=A_{sl2}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sl,m\acute{a}x}$ [cm <sup>2</sup> ]
4 - P6=P7	0,0	0,114	-0,463	0,050	0,357	-0,030	0,00	0,00	5,90
	1,5	0,113	-0,460	0,050	0,357	-0,030	0,00	0,00	
	3,0	0,113	-0,456	0,050	0,357	-0,029	0,00	0,00	
	0,0	0,203	-0,242	0,050	0,357	0,310	11,66	5,83	
	1,5	0,203	-0,240	0,050	0,357	0,312	11,73	5,86	
	3,0	0,203	-0,237	0,050	0,357	0,314	11,80	5,90	
	0,0	0,203	-0,279	0,050	0,357	0,286	10,73	5,36	
	1,5	0,203	-0,277	0,050	0,357	0,287	10,79	5,39	
	3,0	0,203	-0,274	0,050	0,357	0,289	10,85	5,42	
	0,0	0,106	-0,255	0,050	0,357	0,030	1,12	0,56	
	1,5	0,106	-0,253	0,050	0,357	0,032	1,19	0,60	
	3,0	0,106	-0,250	0,050	0,357	0,034	1,26	0,63	
	0,0	0,106	-0,266	0,050	0,357	0,022	0,84	0,42	
	1,5	0,106	-0,264	0,050	0,357	0,024	0,91	0,45	
	3,0	0,106	-0,261	0,050	0,357	0,026	0,98	0,49	
	0,0	0,137	-0,252	0,050	0,357	0,120	4,52	2,26	
	1,5	0,137	-0,249	0,050	0,357	0,122	4,58	2,29	
	3,0	0,137	-0,246	0,050	0,357	0,124	4,65	2,33	
	0,0	0,137	-0,270	0,050	0,357	0,108	4,05	2,03	
	1,5	0,137	-0,267	0,050	0,357	0,110	4,11	2,06	
	3,0	0,137	-0,264	0,050	0,357	0,111	4,18	2,09	
	0,0	0,091	-0,258	0,050	0,357	-0,012	0,00	0,00	
	1,5	0,091	-0,255	0,050	0,357	-0,010	0,00	0,00	
	3,0	0,091	-0,252	0,050	0,357	-0,008	0,00	0,00	
	0,0	0,091	-0,264	0,050	0,357	-0,016	0,00	0,00	
	1,5	0,091	-0,261	0,050	0,357	-0,014	0,00	0,00	
	3,0	0,091	-0,258	0,050	0,357	-0,012	0,00	0,00	

### Disposições construtivas EC8:

Nas tabelas que se seguem apresentam-se as disposições construtivas impostas pelo EC8, às vigas e aos pilares.

Modelo - Elemento	$b_c$ [m]	$e_{eixos}$ [m]	$h_w$ [m]	$b_w$ [m]	$b_w^{max}$ [m]	$b_w \leq b_w^{max}$	$l_{cr}$ [m]
3 - Viga 3	0,35	0,09	0,45	0,25	0,70	Verifica	0,45
4 - Viga 4	0,35	0,09	0,45	0,25	0,70	Verifica	0,45
4 - Viga 5	0,35	0,09	0,45	0,25	0,70	Verifica	0,45

Nas tabelas,  $b_c$  é a largura do pilar,  $e_{eixos}$  representa a excentricidade máxima entre o eixo do pilar e o eixo da viga,  $h_w$  e  $b_w$  representam a altura e largura da viga, respetivamente,  $b_w^{m\acute{a}x}$  representa a largura máxima que a viga pode ter e  $l_{cr}$  representa o comprimento crítico da viga, medido a partir da face exterior do pilar.

Modelo - Elemento	$A_{s1}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s2}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s2} \geq 50\% A_{s1}$	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	$T_1$ [s]	$T_{C \text{ sismo } 1}$ [s]	$T_{C \text{ sismo } 2}$ [s]	$\mu_{\phi \text{ sismo } 1}$	$\mu_{\phi \text{ sismo } 2}$
3 - Viga 3	4,52	9,42	Verifica	0,45%	0,93%	0,912	0,60	0,25	6,80	6,80
4 - Viga 4	4,52	10,30	Verifica	0,45%	1,02%	2,683	0,60	0,25	6,80	6,80
5 - Viga 5	4,52	6,28	Verifica	0,45%	0,62%	2,683	0,60	0,25	6,80	6,80

Modelo - Elemento	$\epsilon_{syd}$ [‰]	$\rho_{\max \text{ sismo } 1}$ [%]	$\rho \leq \rho_{\max \text{ sismo } 1}$	$\rho_{\max \text{ sismo } 2}$ [%]	$\rho \leq \rho_{\max \text{ sismo } 2}$	$S_{\max, est}$ [mm]
3 - Viga 3	2,18	1,30%	Verifica	1,30%	Verifica	96,0
4 - Viga 4	2,18	1,39%	Verifica	1,39%	Verifica	96,0
5 - Viga 5	2,18	0,99%	Verifica	0,99%	Verifica	96,0

Modelo - Elemento	$N_{Ed}$ [kN]	$v_d$	$v_d \leq 0,65$	$\Phi_{long}$ [mm]	nº varões	$A_{sx}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_x$	$1\% \leq \rho_x \leq 4\%$
3 - Pilar 2	757,0	0,46	Verifica	20	8	25,13	2,05%	Verifica
3 - Pilar 3	757,0	0,46	Verifica	20	8	25,13	2,05%	Verifica
4 - Pilar 4	867,8	0,53	Verifica	25	6	29,45	1,31%	Verifica
4 - Pilar 5	867,8	0,53	Verifica	25	6	29,45	1,31%	Verifica
4 - Pilar 6	433,9	0,27	Verifica	20	4	12,57	1,54%	Verifica
4 - Pilar 7	433,9	0,27	Verifica	20	4	12,57	1,54%	Verifica

Modelo - Elemento	$l_c$ [m]	$l_{cl}$ [m]	$l_{cr}$ [m]	$l_c/h_c$	Verificação
3 - Pilar 2	3,00	2,55	0,45	8,57	Lpilar não é todo crítico
3 - Pilar 3	3,00	2,55	0,45	8,57	Lpilar não é todo crítico
4 - Pilar 4	3,00	2,55	0,45	8,57	Lpilar não é todo crítico
4 - Pilar 5	3,00	2,55	0,45	8,57	Lpilar não é todo crítico
4 - Pilar 6	3,00	2,55	0,45	8,57	Lpilar não é todo crítico
4 - Pilar 7	3,00	2,55	0,45	8,57	Lpilar não é todo crítico

Modelo - Elemento	$T_1$ [s]	$T_{C \text{ sismo } 1}$ [s]	$T_{C \text{ sismo } 2}$ [s]	$q_0$	$\mu_{\phi \text{ sismo } 1}$	$\mu_{\phi \text{ sismo } 2}$	$\epsilon_{syd}$ [‰]	$b_i$ [m]	$b_0$ [m]	$h_0$ [m]	$s$ [mm]
3 - Pilar 2	0,91	0,60	0,25	3,3	5,60	5,60	2,18	0,120	0,270	0,270	100
3 - Pilar 3	0,91	0,60	0,25	3,3	5,60	5,60	2,18	0,120	0,270	0,270	100
4 - Pilar 4	2,68	0,60	0,25	3,9	6,80	6,80	2,18	0,115	0,272	0,272	75
4 - Pilar 5	2,68	0,60	0,25	3,9	6,80	6,80	2,18	0,115	0,272	0,272	75
4 - Pilar 6	2,68	0,60	0,25	3,9	6,80	6,80	2,18	0,120	0,272	0,272	75
4 - Pilar 7	2,68	0,60	0,25	3,9	6,80	6,80	2,18	0,120	0,272	0,272	75

## Avaliação da Segurança de Estruturas de Betão Armado

Modelo - Elemento	$\Sigma$	$\alpha_n$	$\alpha_s$	$\alpha$	nº vezes	Lcintas [m]	V <sub>cintas</sub> [m³]	V <sub>nuc.bet.</sub> [m³]	$\omega_{wd}$	$\omega_{wd,zonas\ críticas}$
3 - Pilar 2	8	0,74	0,66	0,49	32	0,28	0,00070	0,032	0,70	0,08
3 - Pilar 3	8	0,74	0,66	0,49	32	0,28	0,00070	0,032	0,70	0,08
4 - Pilar 4	8	0,76	0,74	0,57	48	0,28	0,00068	0,033	0,66	0,08
4 - Pilar 5	8	0,76	0,74	0,57	48	0,28	0,00068	0,033	0,66	0,08
4 - Pilar 6	8	0,74	0,74	0,55	48	0,28	0,00068	0,033	0,66	0,08
4 - Pilar 7	8	0,74	0,74	0,55	48	0,28	0,00068	0,033	0,66	0,08

Modelo - Elemento	V <sub>cintas,min</sub> [m³]	s [m]	$\alpha \cdot \omega_{wd}$	Valor mínimo	Ver. Eq. 5.11 EC8 S1	Valor mínimo	Ver. Eq. 5.11 EC8 S2
3 - Pilar 2	0,000080	0,246	0,342	0,185	Verifica	0,185	Verifica
3 - Pilar 3	0,000080	0,246	0,342	0,185	Verifica	0,185	Verifica
4 - Pilar 4	0,000082	0,155	0,375	0,269	Verifica	0,269	Verifica
4 - Pilar 5	0,000082	0,155	0,375	0,269	Verifica	0,269	Verifica
4 - Pilar 6	0,000082	0,155	0,364	0,117	Verifica	0,117	Verifica
4 - Pilar 7	0,000082	0,155	0,364	0,117	Verifica	0,117	Verifica

Modelo - Elemento	$\Phi_{long\ min}$ [mm]	S <sub>máx,est</sub> [mm]
3 - Pilar 2	20	152,5
3 - Pilar 3	20	152,5
4 - Pilar 4	16	128,0
4 - Pilar 5	16	128,0
4 - Pilar 6	20	153,5
4 - Pilar 7	20	153,5

Verificação da equação 4.29 do EC8:

Modelo - Elemento	Momentos Resistentes Pilares			Momentos Resistentes Vigas	
	A <sub>sl,eff</sub> [cm²]/face	M <sub>Rd,min</sub> a 0m [kNm]	M <sub>Rd,min</sub> a 3m [kNm]	M <sub>Rd, apoio +</sub> [kNm]	M <sub>Rd, apoio -</sub> [kNm]
3 - P2=P3	12,57	188,5	187,6	72,7	138,0
4 - P4=P5	8,04	143,4	142,6	72,7	148,2
4 - P6=P7	9,42	136,5	135,3	72,7	97,7

Modelo - Elemento	$(1,3M_{Rb}/M_{Rc}) \leq 1,0$	Verificação	$(1,3M_{Rb}/M_{Rc}) \leq 1,0$	Verificação
3 - P2=P3	0,50	Verifica	0,96	Verifica
4 - P4=P5	0,34	Verifica	0,69	Verifica
4 - P6=P7	0,70	Verifica	0,94	Verifica

**Análise não linear:**

De seguida apresenta-se a extensão no centro geométrico ( $\varepsilon_g$ ) e a curvatura da secção ( $1/R$ ), assim como o esforço axial ( $N_{Ed,NL}$ ) e o momento fletor ( $M_{Ed,NL}$ ) resultantes da análise não linear, para todos os modelos.

Modelo	L [m]	$\varepsilon_g$ [‰]	$1/R$ [km <sup>-1</sup> ]	Elemento	$N_{Ed,NL}$ [kN]	$M_{Ed,NL}$ [kNm]
1E	0,0	0,099	-0,357	Viga	11,5	0,0
	1,0	0,603	6,360	Viga	11,5	87,9
	1,0	0,630	6,429	Viga	24,6	87,9
	2,0	3,345	26,964	Viga	24,6	131,1
	2,0	2,488	22,08	Viga	0,0	131,5
	3,0	2,488	22,08	Viga	0,0	131,5
	3,0	3,345	26,964	Viga	24,6	131,1
	4,0	0,630	6,430	Viga	24,6	87,9
	4,0	0,603	6,360	Viga	11,5	87,9
	5,0	0,099	-0,357	Viga	11,5	0,0
1N	0,0	0,124	-0,505	Viga	11,8	0,0
	1,0	0,507	6,535	Viga	12,0	103,5
	1,0	0,528	6,576	Viga	24,3	103,5
	2,0	2,595	27,169	Viga	24,2	152,0
	2,0	1,729	20,776	Viga	0,1	154,7
	3,0	1,729	20,776	Viga	0,1	154,7
	3,0	2,595	27,169	Viga	24,2	152,0
	4,0	0,528	6,576	Viga	24,3	103,5
	4,0	0,507	6,535	Viga	12,0	103,5
	5,0	0,124	-0,505	Viga	11,8	0,0

## Avaliação da Segurança de Estruturas de Betão Armado

Modelo	L [m]	$\varepsilon_q$ [‰]	1/R [km <sup>-1</sup> ]	Elemento	N <sub>Ed,NL</sub> [kN]	M <sub>Ed,NL</sub> [kNm]
2E	0,0	8,042	-43,322	Viga	67,9	-31,2
	1,0	0,621	5,175	Viga	67,9	64,5
	1,0	0,523	4,895	Viga	22,3	64,8
	2,0	2,326	19,926	Viga	22,3	121,4
	2,0	1,861	17,23	Viga	6,0	122,9
	3,0	4,356	34,555	Viga	6,0	126,1
	3,0	5,289	38,877	Viga	40,9	122,2
	4,0	0,746	7,406	Viga	40,9	93,5
	4,0	0,694	7,289	Viga	16,4	93,8
	5,0	0,132	-0,419	Viga	16,4	0,1
	0,0	-0,513	-3,587	Pilar	-1004,0	-59,3
	1,0	-0,505	-3,425	Pilar	-998,6	-57,5
	1,0	-0,505	-3,425	Pilar	-998,5	-57,5
	2,0	-0,487	-3,022	Pilar	-993,1	-52,4
	2,0	-0,488	-3,025	Pilar	-994,0	-52,4
	3,0	0,365	-5,626	Pilar	-139,7	-47,6
2N	0,0	5,532	-30,319	Viga	39,0	-30,6
	1,0	0,554	4,947	Viga	38,9	64,0
	1,0	0,495	4,781	Viga	10,5	64,8
	2,0	1,489	14,479	Viga	10,4	120,7
	2,0	1,261	13,023	Viga	3,4	121,3
	3,0	3,119	26,092	Viga	3,3	123,1
	3,0	3,501	27,979	Viga	20,0	120,7
	4,0	0,689	7,117	Viga	20,2	91,6
	4,0	0,675	7,124	Viga	11,6	92,2
	5,0	0,107	-0,446	Viga	11,4	-0,5
	0	-0,475	-3,211	Pilar	-965,0	-55,8
	1	-0,469	-3,127	Pilar	-959,3	-54,9
	1	-0,468	-3,125	Pilar	-959,3	-54,9
	2	-0,454	-2,81	Pilar	-953,8	-50,7
	2	-0,455	-2,811	Pilar	-954,6	-50,6
	3	0,346	-5,335	Pilar	-135,9	-45,6

Modelo	L [m]	$\epsilon_q$ [%]	1/R [km <sup>-1</sup> ]	Elemento	N <sub>Ed,NL</sub> [kN]	M <sub>Ed,NL</sub> [kNm]
3E	0,0	0,764	5,455	Viga	7,3	48,1
	1,0	1,865	12,474	Viga	7,3	70,0
	1,0	1,447	10,153	Viga	2,3	70,2
	2,0	0,949	6,966	Viga	2,3	61,6
	2,0	0,939	7,087	Viga	3,9	61,6
	3,0	0,366	2,594	Viga	3,9	23,0
	3,0	0,374	2,591	Viga	4,9	23,1
	4,0	0,296	-2,853	Viga	4,9	-45,4
	4,0	0,295	-2,849	Viga	4,2	-45,5
	5,0	3,621	-29,504	Viga	4,2	-144,4
	0,0	0,292	-16,37	Pilar	-469,2	-176,4
	1,0	0,056	-7,344	Pilar	-465,6	-104,1
	1,0	0,057	-7,349	Pilar	-464,4	-104,1
	2,0	-0,152	-0,907	Pilar	-460,7	-28,3
	2,0	-0,152	-0,909	Pilar	-462,5	-28,3
	3,0	-0,137	1,93	Pilar	-458,8	48,1
	0,0	0,564	-22,81	Pilar	-542,9	-194,0
	1,0	-0,098	-4,805	Pilar	-539,2	-83,2
	1,0	-0,100	-4,797	Pilar	-541,6	-83,2
	2,0	-0,181	1,036	Pilar	-537,9	31,1
	2,0	-0,181	1,034	Pilar	-535,8	31,1
	3,0	0,120	11,942	Pilar	-532,1	144,5
3N	0,0	0,696	5,393	Viga	-1,5	58,1
	1,0	0,796	6,231	Viga	-1,5	67,1
	1,0	0,773	6,047	Viga	-2,0	67,6
	2,0	0,608	4,679	Viga	-2,0	51,2
	2,0	0,599	4,793	Viga	-1,2	51,1
	3,0	0,123	0,942	Viga	-1,2	10,4
	3,0	0,128	0,946	Viga	-1,0	10,4
	4,0	0,311	-3,203	Viga	-1,0	-55,0
	4,0	0,310	-3,199	Viga	-1,7	-55,0
	5,0	0,722	-9,634	Viga	-1,7	-143,2
	0,0	0,223	-13,557	Pilar	-504,0	-131,8
	1,0	-0,093	-4,326	Pilar	-501,1	-70,4
	1,0	-0,094	-4,292	Pilar	-501,3	-70,5
	2,0	-0,166	-0,215	Pilar	-498,3	-6,2
	2,0	-0,166	-0,215	Pilar	-498,6	-6,2
	3,0	-0,135	3,046	Pilar	-495,6	57,9
	0,0	0,198	-18,741	Pilar	-582,6	-159,3
	1,0	-0,197	-2,779	Pilar	-579,6	-59,4
	1,0	-0,199	-2,775	Pilar	-581,7	-59,4
	2,0	-0,211	1,749	Pilar	-578,8	44,0
	2,0	-0,210	1,748	Pilar	-576,8	44,0
	3,0	0,140	14,584	Pilar	-573,8	146,3

## Avaliação da Segurança de Estruturas de Betão Armado

Modelo	L [m]	$\varepsilon_q$ [‰]	1/R [km <sup>-1</sup> ]	Elemento	N <sub>Ed,NL</sub> [kN]	M <sub>Ed,NL</sub> [kNm]
4E	0,0	2,83	-24,902	Viga	21,9	-153,5
	1,0	0,384	-3,828	Viga	22,0	-63,0
	1,0	0,39	-3,844	Viga	25,1	-63,0
	2,0	0,122	0,372	Viga	25,0	0,7
	2,0	0,122	0,360	Viga	25,0	0,7
	3,0	0,759	5,169	Viga	25,0	43,1
	3,0	0,756	5,158	Viga	23,8	43,2
	4,0	1,089	7,721	Viga	23,6	65,3
	4,0	1,091	7,738	Viga	23,6	65,5
	5,0	1,107	7,863	Viga	23,8	66,5
	0,0	0,764	22,043	Pilar	-475,9	140,5
	1,0	-0,075	4,270	Pilar	-473,3	65,5
	1,0	-0,078	4,250	Pilar	-476,1	65,4
	2,0	-0,161	-0,516	Pilar	-473,9	-14,6
	2,0	-0,161	-0,516	Pilar	-472,4	-14,6
	3,0	0,109	-8,468	Pilar	-469,4	-92,7
	0,0	1,064	20,844	Pilar	-337,1	128,2
	1,0	1,077	4,794	Pilar	-334,8	62,4
	1,0	0,074	4,778	Pilar	-336,8	62,4
	2,0	-0,109	-0,229	Pilar	-334,4	-6,9
	2,0	-0,108	-0,229	Pilar	-333,7	-7,0
	3,0	0,191	-6,780	Pilar	-331,2	-75,6
	0,0	1,433	-11,99	Viga	-2,7	-98,0
	1,0	0,334	-2,762	Viga	-2,7	-32,8
	1,0	0,336	-2,769	Viga	-2,0	-32,8
	2,0	0,22	1,594	Viga	-2,0	14,8
	2,0	0,216	1,596	Viga	-2,5	14,8
	3,0	0,62	4,708	Viga	-2,5	41,8
	3,0	0,625	4,652	Viga	-3,1	41,8
	4,0	0,714	5,352	Viga	-3,1	47,8
	4,0	0,717	5,366	Viga	-2,4	47,8
	5,0	0,491	3,604	Viga	-2,4	32,7
	0,0	0,097	3,875	Pilar	-249,8	53,8
	1,0	-0,071	0,066	Pilar	-228,3	2,1
	1,0	-0,071	0,066	Pilar	-228,3	2,1
	2,0	0,101	-3,609	Pilar	-225,7	-50,1
	2,0	0,101	-3,613	Pilar	-225,4	-50,1
	3,0	0,495	-10,38	Pilar	-222,9	-101,4
	0,0	-0,055	-0,276	Pilar	-179,0	-9,3
	1,0	-0,049	-0,61	Pilar	-176,5	-17,2
	1,0	-0,049	-0,61	Pilar	-176,3	-17,2
	2,0	-0,014	-1,254	Pilar	-173,5	-25,1
	2,0	-0,014	-1,254	Pilar	-173,4	-25,1
	3,0	0,039	-2,051	Pilar	-171,2	-32,7



Modelo	L [m]	$\varepsilon_g$ [‰]	1/R [km <sup>-1</sup> ]	Elemento	N <sub>Ed,NL</sub> [kN]	M <sub>Ed,NL</sub> [kNm]
4N	0,0	0,643	4,324	Viga	23,3	35,9
	1,0	0,739	5,037	Viga	23,3	42,2
	1,0	0,738	5,034	Viga	23,1	42,2
	2,0	0,534	3,535	Viga	23,1	28,9
	2,0	0,537	3,544	Viga	23,8	28,9
	3,0	0,071	-0,343	Viga	24,0	-4,0
	3,0	0,071	-0,343	Viga	23,8	-4,0
	4,0	0,355	-3,448	Viga	23,8	-56,8
	4,0	0,354	-3,444	Viga	23,1	-56,8
	5,0	0,681	-8,473	Viga	22,9	-129,8
	0,0	0,838	-15,652	Pilar	-344,2	-80,1
	1,0	-0,083	-2,088	Pilar	-341,9	-36,7
	1,0	-0,082	-2,120	Pilar	-343,9	-37,0
	2,0	-0,118	0,255	Pilar	-341,7	7,0
	2,0	-0,118	0,246	Pilar	-340,9	6,8
	3,0	0,106	5,073	Pilar	-338,4	50,8
	0,0	0,704	-17,473	Pilar	-441,7	-88,8
	1,0	-0,106	-1,609	Pilar	-439,3	-35,7
	1,0	-0,162	-1,605	Pilar	-442,1	-35,7
	2,0	-0,161	0,765	Pilar	-439,7	19,8
	2,0	-0,160	0,764	Pilar	-437,7	19,8
	3,0	0,311	10,582	Pilar	-435,0	74,8
	0,0	0,117	0,867	Viga	-3,7	8,4
	1,0	0,473	3,485	Viga	-3,7	31,8
	1,0	0,470	3,475	Viga	-4,4	31,8
	2,0	0,525	3,895	Viga	-4,4	35,5
	2,0	0,519	3,930	Viga	-4,3	35,4
	3,0	0,280	2,089	Viga	-4,3	19,4
	3,0	0,284	2,082	Viga	-3,8	19,4
	4,0	0,162	-1,331	Viga	-3,8	-16,3
	4,0	0,161	-1,329	Viga	-3,9	-16,3
	5,0	0,715	-6,339	Viga	-3,9	-71,9
	0,0	-0,058	0,531	Pilar	-182,1	13,7
	1,0	-0,059	0,423	Pilar	-179,7	11,6
	1,0	-0,059	0,423	Pilar	-179,7	11,6
	2,0	-0,058	0,342	Pilar	-177,4	9,6
	2,0	-0,058	0,343	Pilar	-177,4	9,6
	3,0	-0,057	0,263	Pilar	-175,0	7,5
	0,0	0,432	-7,366	Pilar	-212,1	-55,9
	1,0	-0,07	-0,412	Pilar	-210,0	-13,4
	1,0	-0,07	-0,413	Pilar	-211,1	-13,4
	2,0	0,019	2,117	Pilar	-208,6	30,9
	2,0	0,021	2,129	Pilar	-207,7	30,9
	3,0	0,766	11,667	Pilar	-205,3	73,2